

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

AVALIAÇÃO E PROPOSTA DE SISTEMA DE
DRENAGEM PLUVIAL DA SUPERQUADRA 411/12: UM
ESTUDO DE CASO.

ARTUR FRANCISCO MENDONÇA DA SILVA PIVA
FERREIRA

ORIENTADOR: RICARDO SILVEIRA BERNARDES

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA
CIVIL

BRASÍLIA / DF: JULHO/2015

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA FACULDADE DE
TECNOLOGIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO E PROPOSTA DE SISTEMA DE
DRENAGEM PLUVIAL DA SUPERQUADRA 411/12 Norte:
UM ESTUDO DE CASO.**

ARTUR FRANCISCO M. DA S. PIVA FERREIRA

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM
ENGENHARIA CIVIL.**

APROVADA POR:

RICARDO SILVEIRA BERNARDES

(ORIENTADOR)

EVANGELOS DIMITRIOS CHRISTAKOU

(EXAMINADOR INTERNO)

ANTÔNIO JOSÉ BRITO

(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, JULHO de 2015.

FICHA CATALOGRÁFICA

FERREIRA, ARTUR PIVA

AVALIAÇÃO E PROPOSTA DE SISTEMA DE DRENAGEM PLUVIAL DA SUPERQUADRA 411/12: UM ESTUDO DE CASO [Distrito Federal] 2015.

vii, 27 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2015)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Drenagem urbana

2. Hidrologia

3. Reservatórios

4. CONTENÇÃO DE CHEIAS

I. ENC/FT/UnB

II. Título

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MIRANDA, R.F. (2014). Avaliação e Proposta de Sistema de Drenagem Pluvial da Superquadra 411/12: Um estudo de caso. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF- /15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 38 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Artur Francisco Mendonça da Silva Piva Ferreira

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Avaliação e Proposta de Sistema de Drenagem Pluvial da Superquadra 411/12: Um estudo de caso.

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2015.

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Artur Francisco Mendonça da Silva Piva Ferreira

SQN 405 bloco E ap. 102

70846-050 - Brasília/DF - Brasil

RESUMO

O problema das inundações decorrente das chuvas tem sido bastante recorrente em Brasília, especialmente na Asa Norte. Embora a capital federal tenha sido planejada, nota-se ainda certa deficiência no que tange ao escoamento superficial urbano, levando a consequências negativas, tais como, entupimento de bueiros, engarrafamentos, contaminação pela água escoada nas vias públicas, entre outras. Esse modelo de drenagem urbana de Brasília é reflexo do modelo de drenagem mais adotado no Brasil, segundo o qual foca-se na filosofia de se drenar água pluvial o mais rápido possível até encontrar a macrodrenagem urbana. O presente estudo analisa a gestão da drenagem pluvial com uma ótica moderna de sustentabilidade, visando criar soluções para amortizar o problema das cheias urbanas, com foco na Superquadra 411/412 Norte. A vazão de projeto será calculada através do Método Racional a fim de se determinar as melhores soluções de contenção do escoamento. Com isso, será possível projetar reservatórios enterrados, e mecanismos estruturais drenantes que possibilitem maior infiltração da água no solo. Com o método da curva envelope. Além disso, será possível construir retenções naturais com plantas e ravinamentos a fim de se melhorar a qualidade da água que não infiltra e desce para jusante. Uma proposta que servirá como modelo para as demais superquadras do Plano Piloto, aproveitando toda a sua área.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	2
1.2.1 OBJETIVO GERAL	4
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 ALAGAMENTOS, CHEIAS, ENCHENTES, ENXURRADAS E INUNDAÇÃO	4
2.2 CONCEITO DE INTEGRAÇÃO NO MEIO AMBIENTE URBANO	5
2.3 CONTEXTO DA DRENAGEM URBANA NO BRASIL	6
2.4 MECANISMOS ESTRUTURAIS E NÃO ESTRUTURAIS.....	8
2.4.1 MEDIDAS MODERNAS E SUSTENTÁVEIS DE COMBATE A ALAGAMENTOS	8
2.5 INFILTRAÇÃO.....	10
2.6 PRECIPITAÇÃO.....	11
2.7 IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DAS PRECIPITAÇÕES ATMOSFÉRICAS	11
2.8. BACIAS PEQUENAS E MÉDIAS	11
2.8.1 CÁLCULO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO PARA BACIAS PEQUENAS	11
2.8.2 VAZÃO MÁXIMA COM BASE NA PRECIPITAÇÃO: MÉTODO RACIONAL	12
2.9 MÉTODO DA CURVA ENVELOPE.....	12
2.9.1 CONVERSÃO PARA UMA IDF DO TIPO TALBOT	13
2.10 PRINCÍPIOS BÁSICOS PARA O PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	14
2.10.1 PAVIMENTO PERMEÁVEL	15
2.10.2 TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO	15
2.10.3 POÇO DE INFILTRAÇÃO	16
2.10.4 RESUMO DAS FÓRMULAS USADAS	17
2.11 MÉTODO DE RIPPL.....	18
2.12 TERMO DE REFERÊNCIA E ESPECIFICAÇÕES PARA A ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE SISTEMAS DE DRENAGEM PLUVIAL NO DISTRITO FEDERAL.....	19

2.13 OUTORGA DE LANÇAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS, VISANDO AO CONTROLE QUANTITATIVO E QUALITATIVO DOS RECURSOS HÍDRICOS NO DISTRITO FEDERAL – ADASA.	20
3 PROPOSTA METODOLÓGICA	22
3.1 TIPO DE SOLO	22
3.2 TOPOGRAFIA DA REGIÃO	24
3.3 CÁLCULO DA ÁREA DA SUPERQUADRA	24
3.4 CÁLCULO DA VAZÃO DE PROJETO	26
4 RESULTADOS DO LEVANTAMENTO DE DADOS	26
4.1 CÁLCULO DA VAZÃO DE PROJETO	26
5 PROPOSTAS PARA A SOLUÇÃO	28
5.1 AUMENTAR A QUANTIDADE DE ÁGUA QUE INFILTRA NO SOLO	28
5.2 MELHORAR A QUALIDADE DE ÁGUA ESCOADA À JUSANTE.....	36
5.3 RETER TEMPORARIAMENTE O VOLUME EXCENDENTE AS SUPERQUADRA 411/12	39
5.4 FATORES QUE DEVEM SER OBEDECIDOS PARA A SOLUÇÃO	42
6 SOLUÇÕES ESCOLHIDAS E DIMENSIONADAS	49
6.1 DIMENSIONAMENTO DA TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO	49
6.2 DIMENSIONAMENTO DO POÇO DE INFILTRAÇÃO.....	52
6.3 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO PERMEÁVEL.....	55
6.4 DIMENSIONAMENTO DA CAIXA D'ÁGUA SUBTERRÂNEA.....	58
6.5 DIMENSIONAMENTO DAS WETLANDS	62
7 RESULTADOS	66
8 CONCLUSÃO.....	68
 BIBLIOGRAFIA	 69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estágios do desenvolvimento sustentável urbano nos países desenvolvidos.....	7
Tabela 2 – Fator de correção de C (Fonte: Wright – acLaughin,1969)	12
Tabela 3 – Porosidade efetiva para materiais típicos (Urbonas e Stahre, 1993).....	14
Tabela 4 – Equações de pré-dimensionamento de dispositivos de contenção por infiltração. (Fonte: RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos Volume 12 n.2 Abr/Jun 2007, 157 – 168).....	17
Tabela 5 – Área de contribuição. (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA).....	39
Tabela 6 – Restrições de capacidade de infiltração do solo (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA).....	40
Tabela 7 – Condições solo-aquífero para implementação dos MCs (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA)	41
Tabela 8 – Condições de localização para implementação das MCs. (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA).....	42
Tabela 9 – Condições sanitárias e sedimentológicas para implementação dos MCs. (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA).....	43
Tabela 10 – Restrições estruturais e de desenho (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA).....	45
Tabela 11 – Série histórica Pluviométrica de 30 anos (Fonte: INMET).....	50
Tabela 12 – Volume de chuva acumulado em m ³ (Fonte: Autoria do autor, 2015).....	51
Tabela 13 – Dimensões caixa d'água em m ³ (Fonte: Autoria do autor, 2015).....	52
Tabela 14 – Consumo para irrigar a área de influência de um bloco em m ³ (Fonte: Autoria do autor, 2015).....	53
Tabela 15 – Capacidade de volumétricas de cada dimensionamento (Fonte: Autoria do autor, 2015).....	57

Tabela 16 – Comparativo do volume escoado (Fonte: Autoria do autor, 2015).....	58
---	----

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – à direita - Boca de lobo de guia, ao meio- Boca de lobo de sarjeta e á esquerda projeto de uma sarjeta.....	2
Figura 2 – Tesourinha da 111/12 Norte (Fonte: Correio Brasiliense, 2014).....	3
Figura 3 - Frequentes pontos crítico de inundação no DF (Fonte: Correio Brasiliense, 2014).....	3
Figura 4 – Esquema para distinguir tipos de escoamento e acúmulo superficial de água (Fonte: http://dcsbcsp.blogspot.com.br e modificado de Carvalho et al., 2007).....	5
Figura 5 – Pavimento permeável.....	9
Figura 6 – Reservatório de detenção aberto Inhumas – São Paulo.....	10
Figura 7 - Esquema Diagrama de Rippl. (Fonte: Pinto, Holtz e Martins 1973).....	18
Figura 8 – Mapa dos tipos de solos do DF (Fonte: ADASA).....	20
Figura 9 – Mapa dos tipos de solos do DF (Fonte: SIG – Emprapa, 2004).....	21
Figura 10 – Mapa de percentuais de declividade do DF (Fonte: ADASA).....	22
Figura 11 - Localização da Superquadra 411/12 Norte (Fonte: Google Earth, 2014)....	10
Figura 12 – Área total da Superquadra 411/12 Norte (Fonte: Google Earth, 2014).....	10
Figura 13 – Perfil topográfico da Superquadra 411/12 Norte (Fonte: Google Earth, 2014).....	23
Figura 14 – Jardim de chuva em Portland, EUA. (Fonte: Portland’s Bureau of Environmental Services).....	25
Figura 15 – Jardim de chuva em Portland, EUA. (Fonte: Portland’s Bureau of Environmental Services).....	25
Figura 16 – Jardim de chuva em Portland, EUA. (Fonte: Portland’s Bureau of Environmental Services).....	26
Figura 17 – Vala de infiltração (Fonte: Nestor).....	26
Figura 18 – á direita via com meio fio e sarjeta, á esquerda mesma via com a vala de infiltração (Fonte: Nestor).....	27
Figura 19 - Pavimentos permeáveis em ruas e estacionamentos.....	28

Figura 20 – Calçadas permeáveis.....	29
Figura 21 – Trincheira de infiltração (Fonte: Nestor).....	30
Figura 22 – Percolação da água numa trincheira de infiltração (Fonte: Nestor).....	31
Figura 23 – Percolação da água num poço de infiltração (Fonte: Nestor).....	31
Figura 24 – Jardins de chuva (Fonte: Portland’s Bureau of Environmental Services).....	32
Figura 25 – Desenho esquemático de um sistema com macrófitas emergentes com fluxo superficial.....	33
Figura 26 – Desenho esquemático de solos filtrantes com fluxo descendente.....	33
Figura 27 – Retenção construída no jardim (Fonte: Nestor, 2014).....	34
Figura 28 – Detalhe da retenção construída (Fonte: Nestor, 2014).....	35
Figura 29 - Armazenamento de água em pequenos dispositivos enterrados do solo (Fonte: Nestor).....	36
Figura 30 - Montagem dos pequenos dispositivos enterrados do solo (Fonte: Nestor).....	36
Figura 31 – Esquema de uma casa com caixa de água subterrânea (Fonte: Nestor).....	37
Figura 32 – Reaproveitamento de água a partir de uma caixa de água subterrânea (Fonte: Nestor).....	37
Figura 33 – Hidrograma efluente de um reservatório (Fonte: Tucci, Porto e Barros, 1995, p. 28, modificado).....	38
Figura 34 – Trincheira de infiltração (Fonte: Autoria própria 2015).....	46
Figura 35 – Ciclovía da 411/12 Norte com indicação do local para construção da trincheira de infiltração (Fonte: Google Earth).....	10
Figura 36 – Ciclovía da 411/12 Norte com indicação do local para construção da trincheira de infiltração vista longitudinal (Fonte: Google Earth).....	10
Figura 37 – Ciclovía da 411/12 Norte com indicação do local para construção da trincheira de infiltração vista longitudinal na altura do terreno (Fonte: Google Earth).....	10
Figura 38 – Poço de infiltração (Fonte: Autoria própria 2015).....	48

Figura 39 – Áreas verdes da 411/12 Norte com indicação do local para construção do poço de infiltração vista de cima (Fonte: Google Earth).....	10
Figura 40 – Áreas verdes da 411/12 Norte com indicação do local para construção do poço de infiltração vista na altura do terreno (Fonte: Google Earth)	10
Figura 41 – Pavimento permeável corte (Fonte: Autoria própria 2015).....	49
Figura 42 – Pavimento permeável superior (Fonte: Autoria própria 2015).....	50
Figura 43 – Estacionamentos da 411/12 Norte com indicação dos locais para construção dos pavimentos permeáveis vista de cima (Fonte: Google Earth)	10
Figura 44 – Estacionamentos da 411/12 Norte com indicação dos locais para construção dos pavimentos permeáveis vista na altura do terreno (Fonte: Google Earth).....	10
Figura 45 – Diagrama de Rippl , edifícios da superquadra (Fonte: Autoria própria 2015).....	52
Figura 46 – Caixa d’água subterrânea (Fonte: Autoria própria 2015).....	53
Figura 47 – Bomba e placa solar (Fonte: Autoria própria 2015).....	54
Figura 48 – Citronela (Fonte: Autoria própria 2015).....	55
Figura 49 – Biri Amarelo (Fonte: Autoria própria 2015).....	55
Figura 50 – Sistema de Wetland Fluxo vertical (Fonte: Autoria própria 2015).....	56
Figura 51 – Sistema de Wetland vista de cima (Fonte: Autoria própria 2015).....	56
Figura 52 – Arranjo das plantas (Fonte: IX Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental, 2014).....	57
Figura 53: Exemplo da aplicação da wetland sobre a via. (Fonte: Portland’s Bureau of Environmental Services).....	10
Figura 54 – Entrada da 202/402 Norte com indicação dos possíveis locais para construção da wetland projetada (Fonte: Google Earth).....	10
Figura 55 – acima: esquema da passagem da água da wetland para a via projetada (Fonte: Autoria própria); abaixo: via interna da 202/402 Norte com indicação do possível local para construção da wetland projetada (Fonte: Google Earth).....	10
Figura 56 – Hidrograma resultante (Fonte: Autoria própria 2015).....	58
Figura 57 – Hidrograma deslocado (Fonte: Autoria própria 2015).....	59

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação (2.1): Cálculo do Tempo de Concentração para Bacias Pequenas.....	12
Equação (2.2): Vazão Máxima com Base na Precipitação – Método Racional.....	12
Equação (2.3): Expressão geral IDF, análoga à de Talbot (Azzout et al,1994).....	13
Equação (2.4): Lâmina d'água de entrada acumulada medida sobre a área em planta da MC.....	13
Equação (2.5): Lâmina d'água de saída acumulada medida sobre a área em planta da MC.....	13
Equação (2.6): Equação potencial geral IDF usada no Brasil.....	13
Equação (2.7): Intensidade – duração- frequência, (IDF).....	14
Equação (2.8): Expressão volume máximo pavimento permeável.....	15
Equação (2.9): Espessura da camada reservatório.....	15
Equação (2.10): Coeficiente β para uma trincheira de infiltração.....	15
Equação (2.11): Coeficiente γ para uma trincheira de infiltração.....	16
Equação (2.12): Constante k_1 para uma trincheira de infiltração.....	16
Equação (2.13): Constante k_2 para uma trincheira de infiltração.....	16
Equação (2.14): Profundidade H de uma trincheira de infiltração.....	16
Equação (2.15): Coeficiente β para um poço de infiltração.....	16
Equação (2.16): Coeficiente γ para um poço de infiltração.....	16
Equação (2.17): Intensidade – duração- frequência, (IDF) para Brasília.....	19

1. INTRODUÇÃO

1.1 ABRANGÊNCIA

Todos os anos, as ocorrências de transtorno à população no período de chuva parecem fazer parte do cotidiano dos brasileiros. A rede de drenagem atual não mais comporta a quantidade de água que escoar na superfície, em geral pela alta densidade de áreas impermeabilizadas e falta de mecanismos alternativos de materiais drenantes. É necessário, portanto, realizar obras de expansão das redes pluviais e a correta drenagem da água, que fica retida na superfície do solo por conta da impermeabilização causada pelo acelerado ritmo de construções e pistas pavimentadas. Segundo Frederico Flósculo (2012), professor adjunto na Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da **Universidade de Brasília (UnB)**, as chuvas revelam problemas elementares e muito graves da gestão urbana. As redes de infraestrutura de coleta de águas pluviais deveriam eliminar completamente quaisquer possibilidades de enchentes, mesmo as localizadas e transitórias.

A drenagem urbana mais adotada na atualidade foca-se na filosofia de se drenar água pluvial o mais rápido possível até encontrar a macrodrenagem urbana que pode ser um riacho, conduto ou canal. Enquanto as cidades eram pequenas, essa filosofia não era um problema, pois o excesso de água gerado inundava superfícies rurais à jusante. Com o desenvolvimento urbano acelerado depois dos anos 1970, os problemas de inundação na drenagem urbana começaram a aparecer. Não se tinha, nas cidades e municípios, o costume de sanar os problemas de forma a amortecer e reduzir o escoamento superficial de maneira barata e eficaz. Na realidade, as ações adotadas utilizaram a prática da microdrenagem para a macrodrenagem, com efeito destrutivo e economicamente insustentável, já que a vazão para transportar água o mais rapidamente possível aumentou de forma significativa, e a distância também.



Figura 1: à direita - Boca de lobo de guia, ao meio- Boca de lobo de sarjeta e á esquerda projeto de uma sarjeta.

No caso do Plano Piloto, o crescimento de áreas como o Sudoeste e Noroeste aumentou de maneira significativa as áreas impermeáveis e, conseqüentemente, o escoamento superficial. A topografia dessa região desemboca para o Lago Paranoá. Entretanto, as redes pluviais já não comportam toda a água que desce pelas vias públicas, fato que tem aumentado as inundações das tesourinhas da Asa Norte.



Figura 2: Tesourinha da 111/12 Norte (Fonte: Correio Brasiliense, 2014)

Alagamentos

Regiões com maior probabilidade

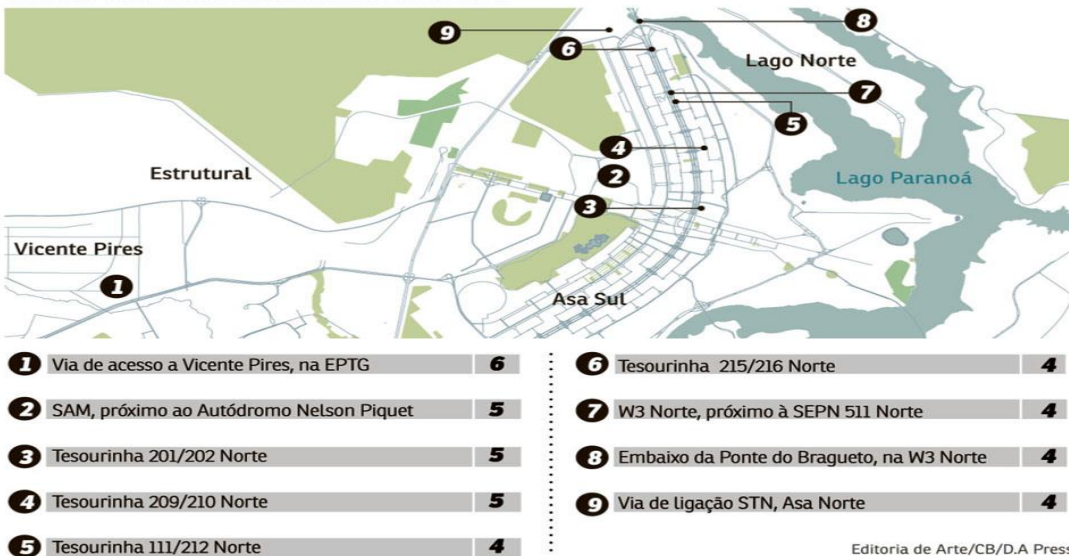
- 1 Asa Norte*
- 2 Taguatinga
- 3 Vicente Pires

Investimentos do GDF em drenagem

R\$ 2,383 milhões**
R\$ 175,3 mil
R\$ 18,5 mil

* Região com maior probabilidade de alagamento e inundação no Plano Piloto
** De acordo com a Novacap, valor total destinado à drenagem pluvial nas asas Norte e Sul em 2014

REGIÕES COM MAIOR NÚMERO DE OCORRÊNCIAS



Editoria de Arte/CB/D.A Press

Figura 3: Frequentes pontos crítico de inundação no DF (Fonte: Correio Brasiliense, 2014)

Desse modo, o presente estudo visa sanar a problemática das inundações na Asa Norte, com foco na superquadra 411/12, procurando dar soluções para reduzir o escoamento superficial à jusante nessas quadras. Para tanto, propõe-se uma nova concepção de combate às cheias, por meio da combinação de mecanismos estruturais e não estruturais que visam ao funcionamento adequado e sustentável do sistema de drenagem urbana.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GERAL

O presente estudo analisa a gestão da drenagem pluvial com uma ótica moderna de sustentabilidade, com foco na Superquadra 411/412 Norte. Uma proposta que integra os espaços de convívio entre os blocos com a melhoria da gestão da água que escoou ou precipita nessa área, tomando a superquadra como uma micro bacia.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Aumentar a quantidade de água que infiltra no solo.
- Melhorar a qualidade da água escoada à jusante.
- Reter temporariamente o volume excedente da superquadra 411/12 Norte.
- Projetar reservatórios subterrâneos na superquadra e mecanismos estruturais que permitem a infiltração da água no solo da superquadra.
- Servir de modelo sustentável para as demais superquadras do Plano Piloto.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ALAGAMENTOS, CHEIAS, ENCHENTES, ENXURRADAS E INUNDAÇÃO

Caso não sejam tomadas as medidas corretas para a correta gestão das águas pluviais urbanas, os fenômenos a seguir poderão ocorrer: Alagamentos, cheias, enchentes, enxurradas e inundação. A movimentação da água é o ciclo hidrológico, composto por precipitação, escoamento superficial e subterrâneo, infiltração e evapotranspiração. A ciência que estuda todas as fases da água na Terra é a hidrologia, uma disciplina ampla e interdisciplinar, baseada na observação dos processos do meio físico, voltados para a representação na bacia hidrográfica, dos diferentes aspectos do ciclo hidrológico (*Chow et al., 1988*). Toda essa movimentação causa escoamento e acúmulo superficial de água terrestre, denominados de alagamentos, cheias, enchentes, enxurradas e/ou inundações que precisam ser diferenciados.

As enchentes estão relacionadas ao processo de igualar o máximo valor da vazão de uma unidade hídrica, que ocorre gradualmente. As vazões, na precipitação pelo método

racional e hidrograma de projeto (CARVALHO et al., 2007; TUCCI, 2004). Cheia, segundo o mesmo autor, é similar à enchente, relacionado ao momento de maior vazão e, maior enchimento do canal de drenagem, sem extravasamento de águas do canal.



Figura 4 – Esquema para distinguir tipos de escoamento e acúmulo superficial de água (Fonte: <http://dcsbcsp.blogspot.com.br> e modificado de Carvalho et al., 2007).

As inundações são geradas por precipitações intensas, ocasionando, na capacidade de rios e canais suportarem a vazão na sua calha de drenagem, em transbordamento e a consequente inundação das áreas marginais (TUCCI, 2004). Para Infanti Jr. & Fornasari Filho (1998), a inundação é o extravasamento das águas de uma calha de um rio, quando a vazão é superior à capacidade de suporte do escoamento. Ainda, segundo os mesmos autores, é um processo associado a enchentes, que é o acréscimo na descarga de fluxo por intervalo de tempo, ou cheias, que se refere às maiores vazões diárias sucedidas em cada ano, independente de poder causar processos de inundação.

Os alagamentos são acumulações de água na superfície de um terreno qualquer, devido a características do meio físico, mau funcionamento de obras de drenagem e escoamento e/ou precipitações pluviométricas de alta intensidade em regiões não associadas à hidrografia da região (CARVALHO et al., 2007).

2.2 CONCEITO DE INTEGRAÇÃO NO MEIO AMBIENTE URBANO

É importante caracterizar que o desenvolvimento sustentável urbano envolve a minimização do impacto da alteração natural do meio ambiente formado pelo clima, solo, ar, água. O ambiente urbano é muito complexo, porém é necessária uma nova concepção de intervenção para a ocupação do espaço. Nesse contexto, a drenagem de águas pluviais tem um impacto enorme na sustentabilidade da vida urbana, visando custo, qualidade, segurança e longevidade de um sistema de manejo de água bem elaborado.

No atual cenário, a ocupação tradicional não se preocupa em compreender como o solo, a água e as plantas estão integradas na natureza a fim de buscar alternativas que

equalizem as superfícies impermeáveis de telhados, passeios e ruas da cidade. Na natureza, a precipitação que não se infiltra tende a formar ravinamentos naturais de acordo com a intensidade e frequência da precipitação, cobertura e resistência do solo. A água que infiltra escoar pelo subsolo e no aquífero até chegar aos rios.

Com a destruição da drenagem natural, o novo sistema é formado por ruas, bueiros, condutos e canais que aceleram o escoamento, aumentando as vazões máximas em várias vezes, além de levar às superfícies poluentes gerados pelas emissões de carros, caminhões, ônibus, indústrias e hospitais (TUCCI, 2003). No escoamento pluvial, o custo de uma infraestrutura sustentável tende a ser menor que o custo de sistema corretivo e este ainda menor que a infraestrutura tradicional devido à retirada de vários sistemas como a eliminação de redes de condutos de drenagem, sarjetas, entre outros, que são substituídos por gramados que infiltram, e sistemas naturais protegidos.

A atuação preventiva no desenvolvimento urbano reduz o custo da solução dos problemas relacionados com a água. Planejando a cidade com áreas de ocupação e controle da fonte da drenagem, a distribuição do espaço de risco e o desenvolvimento dos sistemas de abastecimento e esgotamento, os custos serão muito menores do que quando ocorrem as crises, onde o remédio passa a ter custos inviáveis para o município. (CRUZ; TUCCI, 2006).

No Plano Piloto, há uma significativa área ainda não impermeabilizada dentro das quadras que pode servir de sistema amortecedor a fim de minimizar o escoamento superficial à jusante.

Para buscar uma solução ambientalmente sustentável para novos empreendimentos, é necessário o gerenciamento integrado da infraestrutura urbana, iniciando-se pela definição da ocupação do espaço com preservação das funções naturais como a infiltração e a rede natural de escoamento.

2.3 CONTEXTO DA DRENAGEM URBANA NO BRASIL

O crescimento urbano ocorrido nas últimas décadas transformou o Brasil em um país essencialmente urbano. Esse processo se deu principalmente nas regiões metropolitanas e nas cidades que se transformaram em pólos regionais. Esse crescimento urbano tem sido caracterizado por expansão irregular da periferia com pouca obediência da regularização urbana relacionada com o Plano Diretor e normas específicas de loteamentos, além da ocupação irregular de áreas públicas por população de baixa renda.

Os planos que deveriam definir os padrões do desenvolvimento em face dos limitantes físicos da infraestrutura, geralmente não consideram toda a infraestrutura no planejamento. O que se observa, de forma geral, é que os planos contemplam o agrupamento organizado e o tráfego, sombreamento e alguns aspectos ambientais. A infraestrutura de água, relacionada com o saneamento, abastecimento e drenagem urbana é totalmente desprezada neste planejamento. De acordo com Tucci (2007), na

busca do adensamento urbano, ficam comprometidos as melhorias sanitárias, o controle de inundações urbanas, principalmente na drenagem, na medida em que acelera a impermeabilização, e a redução de espaço para amortecimento.

As consequências dessa falta de planejamento são sentidas em praticamente todas as cidades de médio e grande porte do país. Depois que o espaço está todo ocupado, as soluções são extremamente caras, tais como canalizações, diques com bombeamentos, reversões, barragens entre outras. O poder público passa a investir uma parte significativa do seu orçamento para proteger uma parcela da cidade que sofre devido à má ocupação do solo.

As inundações em áreas urbanas têm ocorrido com uma frequência muito grande, aumentando os prejuízos econômicos e sociais nas cidades brasileiras. Não é possível atribuir à fatalidade eventos que ocorrem diariamente e várias vezes no mesmo local. Com falta de gestão, o desenvolvimento ocorre de forma espontânea, de modo que os impactos devido à má drenagem de águas pluviais caem sobre parte da população que recebe o efeito da ocupação inadequada.

Esse cenário insustentável tem várias causas relacionadas com a ocupação do espaço urbano pela população e devido à gestão atual da drenagem a nível local. O desenvolvimento urbano considera a infraestrutura e seu espaço dentro de uma visão que não contempla as inundações ou escoamento pluviais. O escoamento pluvial não pode ser analisado de forma separada de todos os outros condicionantes relacionados com o desenvolvimento urbano. O planejamento das ações nas cidades deve incorporar uma visão integrada do desenvolvimento urbano e de toda a infraestrutura de água. A tabela a seguir, por exemplo, mostra a evolução dos modelos de drenagem urbana nos países desenvolvidos.

Tabela 1 – Estágios do desenvolvimento sustentável urbano nos países desenvolvidos.

Anos	Períodos	Características
Até 1970	Higienista	Abastecimento de água sem tratamento de esgoto, transferência para jusante do escoamento pluvial por canalização.
1970-1990	Corretivo	Tratamento de esgoto, amortecimento quantitativo da drenagem e controle do impacto da qualidade da água pluvial. Envolve principalmente a atuação sobre os impactos.
1990-?	Sustentável	Planejamento da ocupação do espaço urbano, obedecendo aos mecanismos naturais de escoamento. Controle dos micropoluentes, da poluição difusa e o desenvolvimento sustentável do escoamento pluvial através da recuperação.

Fonte: Gestão de Inundações Urbanas (adaptado de Tucci; 2005)

Atualmente, nos países em desenvolvimento como o Brasil, a política de controle dos impactos na drenagem ainda se baseia no conceito de escoar a água precipitada o mais rápido possível (Higienista). Segundo Urbonas e Stahre (1993), este princípio vem sendo abandonado nos países desenvolvidos desde o início da década de 1970. A consequência imediata dos projetos baseados nesse conceito é o aumento das inundações à jusante devido à canalização. Na medida em que a precipitação ocorre, e a água não é infiltrada, esse aumento de volume escoar pelos condutos.

Para transportar todo esse volume, é necessário ampliar a capacidade de condutos e canais ao longo de todo o seu trajeto dentro da cidade, até um local onde o seu efeito de ampliação não atinge a população. A irracionalidade dos projetos leva a custos insustentáveis, podendo chegar a dez vezes mais do que o custo de amortecer o pico dos hidrogramas e diminuir a vazão máxima para jusante através de uma retenção.

Segundo Tucci (2003), o paradoxo é que países ricos verificaram que os custos de canalização e condutos eram muito altos e abandonaram esse tipo de solução, enquanto países pobres adotam sistematicamente essas medidas, perdendo duas vezes: custos muito maiores e aumento dos prejuízos das estruturas de contenção de concreto, grande obras urbanas.

2.4 MECANISMOS ESTRUTURAIS E NÃO ESTRUTURAIS

Os mecanismos não estruturais se fazem através da cobertura vegetal e do uso do solo. Com a ideia de promover o armazenamento artificial ou natural para a retenção do escoamento superficial e o abatimento nos picos de cheia através de áreas permeáveis como matas, jardins coexistindo com mecanismos estruturas de retenção das águas superficiais, como poços, calçadas, pátios, estacionamentos e pavimentos permeáveis. Tudo que possibilite maior infiltração das águas pluviais e aumento do tempo de percurso das mesmas nas bacias.

Os mecanismos estruturais são as grandes obras de engenharias na área da hidráulica, como reservatórios, modificações na morfologia do rio, diques, extensão da rede pluvial e etc.

2.4.1 MEDIDAS MODERNAS E SUSTENTÁVEIS DE COMBATE À ALAGAMENTOS

Dentre as formas de analisar as medidas de controle de cheias esta a verificação do componente da drenagem envolvido no controle. Caso seja na fonte, o controle é feito no lote ou em áreas primárias de desenvolvimento. Caso seja na microdrenagem, são adotadas medidas no nível do loteamento. Agora, se for à macrodrenagem, as soluções de controle passam pelos principais rios urbanos.

Essas medidas são adotadas de acordo com o estágio de desenvolvimento da área em estudo. No caso deste estudo, será priorizado o foco na fonte, uma vez que as superquadras podem ser vistas como um lote.

As principais medidas sustentáveis na fonte têm sido: a detenção no lote (pequeno reservatório), que controla apenas a vazão máxima; o uso de áreas de infiltração para receber a água de áreas impermeáveis e recuperar a capacidade de infiltração da bacia; os pavimentos permeáveis (figura 1). Estas duas últimas minimizam também os impactos da poluição.



Figura 5 – Pavimento permeável

As medidas de micro e macro drenagem são as detenções e retenções. As detenções são reservatórios urbanos mantidos secos com uso do espaço integrado à paisagem urbana (Figura 2), enquanto que as retenções são reservatórios com lâmina de água utilizados não somente para controle do pico e volume do escoamento, como também para o uso da água para outros fins múltiplos. Segundo Tucci (2003), “a maior dificuldade no projeto e implementação dos reservatórios é a quantidade de lixo transportada pela drenagem que obstrui a entrada dos reservatórios”. Segundo o mesmo autor, os volumes necessários para amortecimento devido à urbanização (alta impermeabilização) são da ordem de 420 a 470 m³ por hectare (IPH,2001).



Figura 6 – Reservatório de detenção aberto Inhumas – São Paulo

2.5 INFILTRAÇÃO

Infiltração é a passagem de água da superfície para o interior do solo. Um processo que depende fundamentalmente da água disponível para infiltrar, da natureza do solo, do estado da sua superfície e das quantidades de água e ar, inicialmente presentes no seu interior (TUCCI, 2009).

O fenômeno da infiltração é função das características geológicas do solo, do relevo e dos obstáculos oferecidos ao escoamento superficial, notoriamente do tipo e porte da vegetação da área (ALVAREZ; GARCEZ, 1988, p.200).

2.6 PRECIPITAÇÃO

É o conjunto de águas originadas do vapor de água atmosférica que cai, em estado líquido ou sólido, sobre a superfície da terra. O conceito engloba não somente a chuva, mas também a neve e o granizo. O que diferencia essas formas de precipitações é o estado em que ela se encontra (ALVAREZ; GARCEZ, 1988).

2.7 IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DAS PRECIPITAÇÕES ATMOSFÉRICAS

As precipitações atmosféricas representam, no ciclo hidrológico, o importante papel de elo entre os fenômenos meteorológicos e os do escoamento superficial, de maior interesse aos engenheiros. A determinação da intensidade da precipitação é importante para o controle de inundação e erosão do solo. As características principais da precipitação são o seu total, duração e distribuição temporal e espacial. A ocorrência da precipitação é um fenômeno aleatório que não permite uma previsão determinística com grande antecedência.

2.8 BACIAS PEQUENAS E MÉDIAS

As técnicas hidrológicas de estudos de drenagem urbana aplicam-se a bacias hidrográficas de pequeno ou médio porte e, portanto, é importante dispor de algum critério de distinção entre essas bacias para poder escolher os métodos e parâmetros hidrológicos mais adequados a cada tipo de bacia. De acordo com os critérios mais comuns, classifica-se como bacia pequena, aquela cuja área de drenagem seja inferior a 2,5 Km² ou o tempo de concentração seja inferior à 1 hora. Para bacias médias, os limites superiores são 1000 Km² e 12 horas (TUCCI, 2009).

Essa classificação serve principalmente para a escolha do método de cálculo das vazões de cheias e para a forma de determinar os parâmetros hidrológicos nesses métodos. Para as bacias pequenas usa-se o método racional, porque as hipóteses desse método adequa-se às características do comportamento hidrológico dessas bacias. Em bacias médias utiliza-se a teoria do hidrograma unitário, porque esta permite considerar a variação da intensidade da chuva no tempo (TUCCI, 2009). No presente estudo, a superquadra será tratada como uma bacia pequena.

2.8.1 CÁLCULO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO PARA BACIAS PEQUENAS

Ao se tratar de uma rede urbana, a determinação do tempo de concentração pode ser feita por diversos métodos. Porém para uma bacia pequena, o método mais adequado é através da fórmula de Kirpich (KIBLER, 1982). Essa é uma equação empírica, desenvolvida com dados de 7 pequenas bacias rurais do Tennessee com declividades variando de 3 a 10% e áreas de no máximo 0,5Km².

$$tc = 57. \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (2.1)$$

Onde: tc = tempo de concentração em minutos; L = comprimento do rio em Km; H = diferença de elevação entre o ponto mais remoto da bacia e a seção principal.

2.8.2 VAZÃO MÁXIMA COM BASE NA PRECIPITAÇÃO: MÉTODO RACIONAL

O método racional é largamente utilizado na determinação da vazão máxima de projeto para bacias pequenas ($\leq 2 \text{ Km}^2$). Os princípios básicos desta metodologia são: a) considera a duração da precipitação intensa de projeto igual ao tempo de concentração. Ao considerar esta igualdade admite-se que a bacia é suficientemente pequena para esta situação ocorra, pois a duração é inversamente proporcional à intensidade. b) adota um coeficiente único de perdas, denominado C , também chamado de coeficiente de escoamento, estimado com base nas características da bacia. c) não avalia o volume da cheia e a distribuição temporal das vazões (TUCCI, 2009). A equação do método racional é a seguinte:

$$Q_{\text{máx}} = 0,278. C. I. A \quad (2.2)$$

Onde: I = intensidade de precipitação em mm/h; A = áreas da bacia em Km^2 e C = coeficiente de perdas. $Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima dada em m^3/s .

Tabela 2 – Fator de correção de C (Fonte: Wright – MacLaughlin, 1969).

Tempo de retorno (anos)	C_f
2 a 10	1,00
25	1,10
50	1,20
100	1,25

2.9 MÉTODO DA CURVA ENVELOPE

O método da “curva envelope” ou “método das chuvas” é bastante utilizado no dimensionamento expedito de bacias de detenção (DAEE/CETESB, 1980). Por esse método, a curva de massa, no tempo, dos volumes afluentes ao dispositivo é comparada com a curva de massa dos volumes dele efluentes, e a máxima diferença entre as duas curvas é o volume de dimensionamento. O método pode ser adaptado para qualquer MC com algum volume de armazenamento.

Para efeito de cálculo, os volumes podem ser expressos em lâminas de água equivalentes sobre a área em planta do dispositivo. A curva afluente é dada pela curva HDF (altura-duração-frequência das chuvas) afetada por coeficientes de escoamento e de relação de áreas enquanto que a curva efluente normalmente é uma reta, pois se admite, por simplicidade, uma vazão de saída constante do dispositivo.

Definem-se, inicialmente, as seguintes variáveis de massa (função do tempo):

H_E = lâmina d'água de entrada acumulada medida sobre a área em planta da MC;

H_S = lâmina d'água de saída acumulada, também medida sobre a área em planta da MC

A função H_E é construída pela IDF multiplicada pelo tempo (o que vem a ser uma HDF) e por fatores de escoamento e relações de área.

A expressão de Talbot permite solução explícita do volume máximo, conforme mostrado adiante. Parte-se, portanto, de relações IDF com a expressão geral análoga à de Talbot (Azzout et al, 1994) :

$$i = \frac{a.T^b}{t+c} \quad (2.3)$$

onde :

i = intensidade da chuva (mm.h-1)

T = período de retorno (anos)

t = duração da chuva (min)

a, b, c são os parâmetros da equação

Desta forma, a expressão de H_E , em mm, fica:

$$H_E = \beta \cdot \frac{a.T^b}{t+c} \cdot \frac{t}{60} \quad (2.4)$$

onde β é produto do coeficiente de escoamento pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo.

A função H_S (em mm) é obtida pela multiplicação pelo tempo da vazão de saída constante, conforme segue:

$$H_S = \gamma \cdot H \cdot q_s \cdot \frac{t}{60} \quad (2.5)$$

onde :

q_s = vazão de saída constante do dispositivo (mm.h-1)

γ = razão entre a área de percolação e volume do dispositivo (mm-1)

H = profundidade média do volume de acumulação do dispositivo (mm);

t = duração da chuva (min)

2.9.1 CONVERSÃO PARA UMA IDF DO TIPO TALBOT

A expressão de Talbot para a IDF não é muito comum no Brasil, onde predomina a equação potencial:

$$i = \frac{k.T^m}{(t+d)^n} \quad (2.6)$$

A partir de simulações numéricas as seguintes expressões de conversão puderam ser estabelecidas:

$$a = 0,68 \cdot k \exp(0,06 \cdot n^{-0,26} \cdot d^{1,13})$$

$$b = m$$

$$c = 1,32 \cdot n^{-2,28} \cdot d^{0,89}$$

Elas valem como uma primeira aproximação para um caso específico, sendo provavelmente necessário aplicar um coeficiente de ajuste adicional ao coeficiente “a”.

Como exemplo, utilizamos uma IDF estabelecida para Brasília (NOVACAP, 2012):

$$i = \frac{1302 \cdot T^{0,16}}{(t + 11)^{0,815}} \quad (2.7)$$

Os valores dos parâmetros para uma expressão do tipo de Talbot, obtidos a partir das expressões anteriores são:

$$a = 677,4281; b = 0,16; c = 17,7817;$$

Evidentemente há outras formas de estabelecer, direta ou indiretamente IDF's Talbot necessárias ao método, Mas esse foi essa a forma que será usada como base para os dimensionamentos desse projeto.

2.10 PRINCÍPIOS BÁSICOS PARA O PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Considera-se somente o aspecto quantitativo de retenção e/ou redução do escoamento superficial, sem abordar controle de poluição. Não serão analisados também aspectos relevantes de localização, incluindo condições de solo suporte.

Admite-se que as mecanismos de contenção por infiltração (pavimentos porosos, microrreservatórios infiltrantes, e trincheiras, valas, poços e bacias de infiltração) promovem infiltração no solo de todo o excesso pluvial a elas destinado (portanto, as áreas por elas controladas terão escoamento superficial nulo, para o período de retorno de projeto).

Tabela 3 - Porosidade efetiva para materiais típicos (Urbonas e Stahre, 1993)

Material	Porosidade Efetiva (%)
Rocha dinamitada - Brita grossa	30
Cascalho de granulometria uniforme	40
Brita graduado ($\leq \frac{1}{4}$ polegadas)	30
Areia	25
Cascalho de jazida – Seixo rolado	15 - 25

Araujo et al. (2000) utilizaram brita 3 de granito (comercial) nos seus estudos em pavimentos permeáveis e obtiveram valores de porosidade efetiva da ordem de 40 a 50%.

2.10.1 PAVIMENTO PERMEÁVEL

O pavimento permeável é admitido aqui como tendo uma camada suporte porosa (geralmente brita) abaixo do pavimento (revestimento) propriamente dito. O que é pré-dimensionado é a espessura dessa camada reservatório.

Para o pavimento permeável tem-se a área de percolação coincidente com a área do dispositivo em planta. Deste modo:

$$\sqrt{\gamma} \cdot \sqrt{H} = 1$$

Logo:

$$V_{max} = \left(\sqrt{\frac{a}{60}} \cdot \sqrt{\beta} \cdot T^{b/2} - \sqrt{\frac{c}{60}} \cdot \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (2.8)$$

A partir de V_{max} , o cálculo da espessura da camada reservatório do pavimento é obtido facilmente por:

$$H = \frac{V_{max}}{\eta} \quad (2.9)$$

Onde η é a porosidade do material de enchimento da camada porosa.

2.10.2 TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO

É uma MC linear de infiltração com volume de reservação em material poroso (geralmente de brita). Uma trincheira de infiltração é um dispositivo de controle de escoamento gerado em pequenas áreas contribuintes. É um dispositivo linear que coloca-se bem na borda ou num canteiro interno da área contribuinte. A trincheira é dimensionada para infiltrar toda a água de escoamento superficial da área contribuinte, com determinado período de retorno.

Pode-se fixar seu comprimento com base no traçado arquitetônico (por exemplo, comprimento coincidente com a largura de um estacionamento). A largura da trincheira, por sua vez, não deve ser muito estreita, de modo que dificulte sua própria execução, nem muito larga, para não exigir muito espaço no terreno (larguras de 80 cm a 1 m são normalmente utilizadas). Fixando-se o comprimento e a largura, a profundidade da trincheira é definida basicamente pelo dimensionamento da profundidade de brita. O que se procura é o cálculo da profundidade da trincheira, ou seja, o valor de H.

Admite-se que já estão definidos o comprimento L e a largura B da trincheira. Portanto, a área de captação do dispositivo é BL. Assim é possível calcular b, que é adimensional, como:

$$\beta = \frac{C \cdot A}{B \cdot L} \quad (2.10)$$

Onde:

A = área contribuinte à trincheira;

C = coeficiente de escoamento da área de contribuição

B = largura da trincheira

L = comprimento da trincheira

A área de percolação, ou seja, de passagem da água da trincheira para o solo, corresponde à área das paredes laterais (a área de fundo não é considerada pois admite-se colmatação rápida). Desta forma tem-se:

$$\gamma = \frac{2 \cdot L}{L \cdot B} = \frac{2}{B} \quad (2.11)$$

Sendo B em mm.

A expressão de γ , independente de H, introduzida na de V_{max} , estabelece uma equação do tipo:

$$\eta \cdot H = (k_1 - k_2 \cdot \sqrt{H})^2$$

Onde:

$$k_1 = \sqrt{\frac{a}{60}} \cdot \sqrt{\beta} \cdot T^{b/2} \quad (2.12)$$

$$k_2 = \sqrt{\frac{c}{60}} \cdot \sqrt{\gamma} \cdot \sqrt{q_s} \quad (2.13)$$

Sendo η a porosidade do material de enchimento da trincheira.

A solução, para a profundidade H da trincheira (em mm) é:

$$H = \left[\frac{k_1 \cdot (k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2 \quad (2.14)$$

2.10.3 POÇO DE INFILTRAÇÃO

É uma MC de infiltração pontual que usa as superfícies laterais do cilindro escavado para eliminar, por infiltração, todo o escoamento superficial da sua área contribuinte, para o período de retorno adotado. Um poço de infiltração é uma medida de controle de escoamento superficial de pequenas áreas contribuintes.

Uma alternativa de dimensionamento é fixar o diâmetro D do poço e determinar sua profundidade H. A vazão de saída de projeto, por metro linear de poço, é dada pela capacidade de absorção do solo multiplicada pela área interna do poço.

O valor de γ , para o poço, é dado por:

$$\gamma = \frac{4 \cdot \pi \cdot D}{\pi \cdot D^2} = \frac{4}{D} \quad (2.15)$$

Sendo D em mm.

O valor de β é dado por:

$$\beta = \frac{4 \cdot C \cdot A}{\pi \cdot D^2} \quad (2.16)$$

Onde:

A = área contribuinte ao poço;

C = coeficiente de escoamento ponderado da área contribuinte;

D = diâmetro do poço.

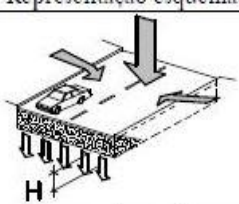
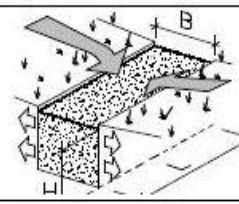
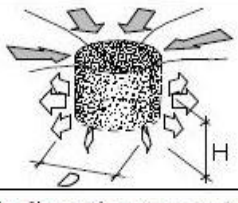
A expressão de γ , independente de H, introduzida na de V_{max} , estabelece o mesmo equacionamento da trincheira de infiltração para H, só que com H significando a profundidade do poço.

A profundidade H refere-se apenas ao horizonte permeável. A profundidade real do poço pode ser maior pela presença de camada superficial impermeável.

2.10.4 RESUMO DAS FÓRMULAS USADAS

A tabela a seguir mostra o resumo das Fórmulas demonstradas anteriormente:

Tabela 4 – Equações de pré-dimensionamento de dispositivos de contenção por infiltração. (Fonte: RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos Volume 12 n.2 Abr/Jun 2007, 157 – 168).

Dispositivo	Representação esquemática	Fórmulas para pré-dimensionamento
Pavimento permeável		$H = \frac{V_{max}}{\eta}$ $V_{max} = \left(\sqrt{\frac{a}{60}} \sqrt{\beta T}^{\frac{1}{2}} - \sqrt{\frac{c}{60}} \sqrt{q_s} \right)^2$
Trincheira de Infiltração		$H = \left[\frac{k_1(k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2$ $k_1 = \sqrt{\frac{a}{60}} \sqrt{\beta T}^{\frac{1}{2}}$ $k_2 = \sqrt{\frac{c}{60}} \sqrt{\gamma} \sqrt{q_s}$ $\beta = \frac{C \cdot A}{B \cdot L}$ $\gamma = \frac{2L}{LB} = \frac{2}{B}$
Poço de Infiltração		$H = \left[\frac{k_1(k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2$ $k_1 = \sqrt{\frac{a}{60}} \sqrt{\beta T}^{\frac{1}{2}}$ $k_2 = \sqrt{\frac{c}{60}} \sqrt{\gamma} \sqrt{q_s}$ $\gamma = \frac{4}{D}$ $\beta = \frac{4 \cdot C \cdot A}{\pi \cdot D^2}$

V_{max} = volume de dimensionamento (mm)

T = período de retorno (anos)

a, b, c = parâmetros da equação IDF de Talbot

q_s = vazão de saída constante do dispositivo ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

A = área contribuinte ao dispositivo (m^2)

C = coeficiente de escoamento da área de contribuição

L, B, D = dimensões do dispositivo (m)

η = porosidade do material de enchimento do dispositivo

H = profund. média do volume de acumulação do dispositivo (mm)

γ = razão entre área de percolação e volume do dispositivo (mm^{-1})

β = produto do coef. de escoam. pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo

K_{sat} = condutividade hidráulica saturada do solo ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

α = coeficiente redutor devido à colmatção.

q_{pre} = vazão de restrição ou de pré-desenvolvimento ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)

2.11 MÉTODO DE RIPPL

O Método de Rippl ou Diagrama de Massas, em referência ao engenheiro austríaco que primeiro o teria utilizado, em 1882 (PINTO, HOLTZ e MARTINS, 1973), é a representação gráfica cronológica dos volumes acumulados que afluem ao reservatório (VILLELA e MATTOS, 1975), que também pode ser representado na forma analítica.

O Método de Rippl encontra sua aplicação, especialmente, nos estudos de regularização de vazões pelos reservatórios (PINTO, HOLTZ e MARTINS, 1973). O projeto de norma “Captação e uso local de águas pluviais” da Associação Brasileira de Normas Técnicas indica o método de Rippl para o cálculo do volume do reservatório de armazenamento de águas pluviais (ABNT apud ROCHA, 2006).

Para o desenvolvimento deste método necessita-se dos dados de volumes de chuva acumulada de janeiro a dezembro, bem como a demanda acumulada de janeiro a dezembro. O volume acumulado é representado pela curva presente na Figura y, e a demanda acumulada está representada pela reta (TOMAZ, 2003).

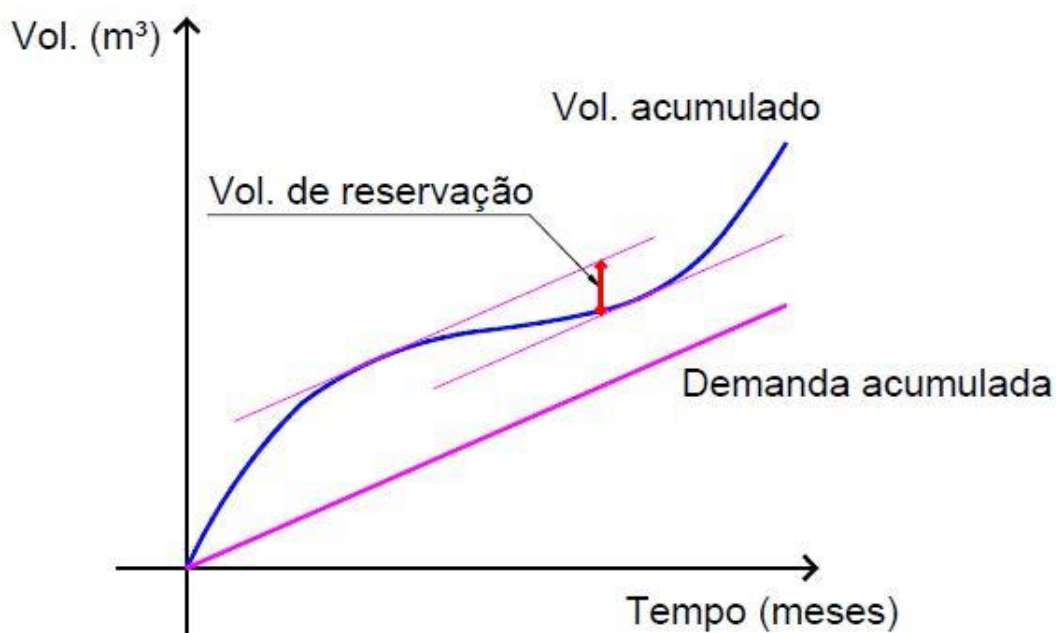


Figura 7 - Esquema Diagrama de Rippl. (Fonte: Pinto, Holtz e Martins (1973))

De acordo com Pinto, Holtz e Martins (1973), a Figura 7 ilustra um exemplo do diagrama de massas, onde no eixo das abscissas estão representados os meses e no eixo das ordenadas estão representados os volumes, pode-se obter várias informações, como:

- a tangente à curva em qualquer ponto indica a vazão naquele instante;
- a inclinação da reta que une dois pontos exprime a vazão média nesse intervalo;

- a diferença de ordenadas entre dois pontos quaisquer do gráfico representa o volume escoado no intervalo de tempo correspondente.

Traçando-se paralelas à reta de demanda acumulada pelo ponto mais alto e pelo ponto mais baixo da curva de volumes cumulados, obtêm-se através da distância vertical entre as duas paralelas o volume necessário de reservação para suprir a demanda no período de estiagem, conforme Figura 7 (TOMAZ, 2003).

2.12 TERMO DE REFERÊNCIA E ESPECIFICAÇÕES PARA A ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE SISTEMAS DE DRENAGEM PLUVIAL NO DISTRITO FEDERAL

A Diretoria de Urbanização (DU) do Departamento de Infraestrutura Urbana (DEINFRA) da NOVACAP elaborou um termo de referência e especificações para a elaboração de projetos de sistemas de drenagem pluvial no Distrito Federal (Outubro/2012). Segundo esse termo de referência, a determinação do coeficiente de escoamento superficial deverá ser feita a partir da avaliação de macro áreas com a apresentação dos tipos e usos do solo na bacia de projeto.

Nesse levantamento, no mínimo, o somatório das áreas dos seguintes tipos e uso do solo deverão ser apresentadas:

Vias e estacionamentos pavimentados, vias não pavimentadas, telhados de edificações, áreas de solo exposto, áreas gramadas, áreas verdes naturais como pastagens e matas.

Para tanto, deverão ser utilizadas imagens de satélite do tipo Google Earth, ou similar, mais recente que possibilite a atualização da base cartográfica do SICAD, usando os parâmetros abaixo como referência:

0,9 para as áreas calçadas ou impermeabilizadas;

0,7 para as áreas intensamente urbanizadas e sem áreas verdes;

0,4 para as áreas residenciais com áreas ajardinadas;

0,15 para as áreas integralmente gramadas.

No cálculo da vazão deverá ser considerada toda a área de contribuição a montante do ponto considerado.

O termo também aborda as diretrizes para se gerar a curva de equação intensidade – duração- frequência, (IDF).

$$i = \frac{21,7 * F^{0,16}}{(tc + 11)^{0,815}} \quad (2.17)$$

Onde:

i = Intensidade da Chuva (mm/min)

F = Período de Retorno (anos)

tc = Tempo de concentração (min)

O Período de recorrência deverá ser adotado o valor de 10 anos para as rede e galerias. Para a estrutura de lançamento final deverá ser feita uma análise de risco e econômica que possibilite adotar o valor mais adequado, nunca inferior ao já adotado (NOVACAP, 2012).

2.13 OUTORGA DE LANÇAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS, VISANDO AO CONTROLE QUANTITATIVO E QUALITATIVO DOS RECURSOS HÍDRICOS NO DISTRITO FEDERAL – ADASA.

A RESOLUÇÃO Nº. 09, DE 08 DE ABRIL DE 2011, estabelece os procedimentos gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos de domínio do Distrito Federal e naqueles delegados pela União e Estados.

ARTIGO 1

I – chuva de projeto: evento meteorológico capaz de gerar o maior valor de vazão a ser considerado (maximização de pico de cheia) no dimensionamento das estruturas de drenagem e das obras de retenção;

II – dispositivos de infiltração: sistemas que contribuem para a redução do escoamento das águas pluviais por meio da infiltração das águas;

III – outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos: ato administrativo mediante o qual a ADASA faculta ao outorgado o direito de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos, por prazo determinado, nos termos e nas condições expressas no respectivo ato;

IV – outorga prévia: ato administrativo mediante o qual a ADASA estabelece as condições para a implantação de empreendimento que necessite obter a outorga antes do início da operação;

V – reservatório de qualidade: reservatório que retenha determinado volume de água originado pelo escoamento superficial proveniente de impermeabilização do solo, com o objetivo principal de reduzir a carga poluente a ser lançada no corpo hídrico receptor;

VI – reservatório de quantidade: reservatório que tem como objetivo principal reter determinado volume de água originado pelo escoamento superficial, reduzindo as vazões de pico e retardando o escoamento das águas pluviais provenientes de impermeabilização do solo, de forma a amenizar possíveis impactos no corpo hídrico receptor;

ARTIGO 4

I – a vazão máxima gerada pelo empreendimento, considerando-se as chuvas com tempo de recorrência de 10 (dez) anos;

II – as condições de retenção do aumento do escoamento devido ao novo empreendimento;

III – a área máxima a ser impermeabilizada pelo empreendimento.

ARTIRGO 5

A outorga de lançamento de águas pluviais em corpo hídrico superficial decorrente de impermeabilização do solo **limitar-se-á à vazão específica de até 24,4 L/(s.ha)** (vinte e quatro inteiros e quatro décimos de litro por segundo por hectare).

I – O usuário deverá apresentar à ADASA medidas baseadas em estudo hidrológico específico que garantam a manutenção de condições do corpo hídrico equivalentes às aquelas anteriores à ocupação do solo.

II – A vazão máxima gerada pelo empreendimento será dimensionada levando-se em consideração a vazão específica, a área total do terreno e o seu percentual de impermeabilização.

III – As águas precipitadas sobre os terrenos não deverão, preferencialmente, ser drenadas diretamente para ruas, sarjetas e/ou redes de drenagem sem a devida contenção e retardamento do lançamento.

IV – Para terreno com área inferior a 600 m² (seiscentos metros quadrados) e destinado a habitação unifamiliar, a limitação de vazão referida no caput deste artigo poderá ser desconsiderada, a critério da ADASA.

V – Em casos de impossibilidade de atendimento das condições estabelecidas no caput deste artigo, poderão ser apresentados estudos alternativos que atestem a capacidade do corpo hídrico de receber vazão específica de lançamento diversa, ficando esses estudos sujeitos à aprovação da ADASA.

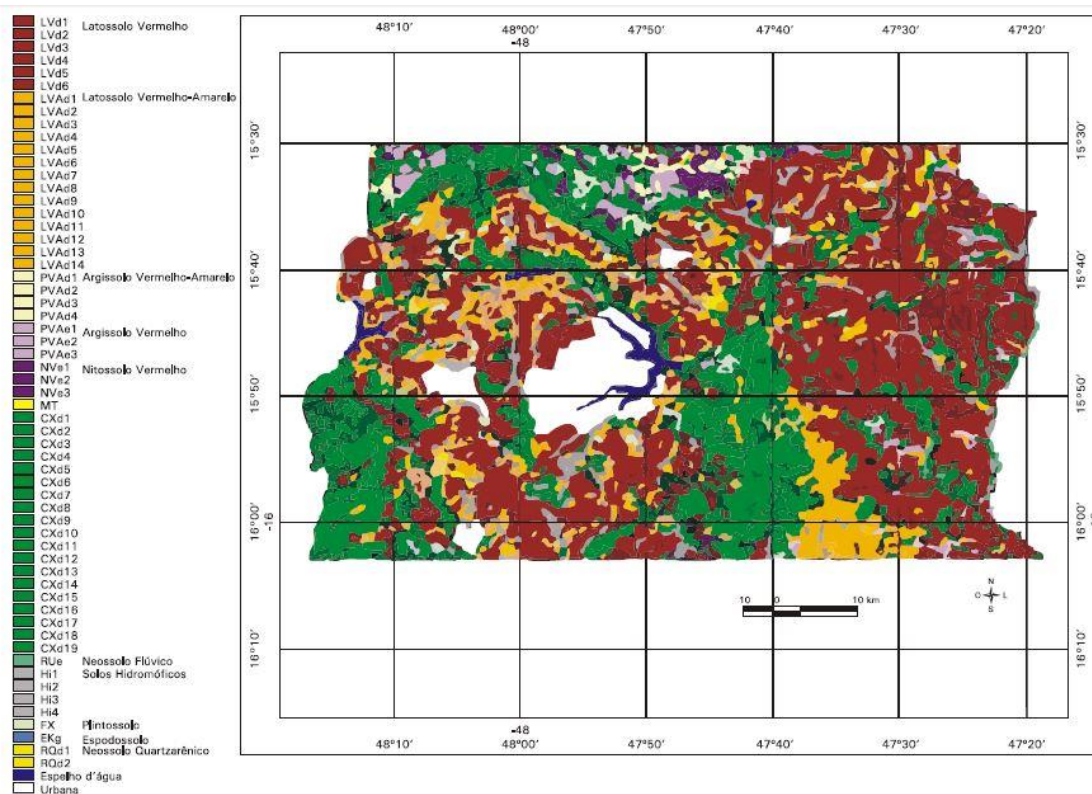


Figura 2. Mapa de solos do Distrito Federal na escala de 1:100.000, com indicação das unidades de mapeamento.

Figura 9 – Mapa dos tipos de solos do DF (Fonte: SIG – Emprapa, 2004).

O solo predominante no Plano Piloto e, especificamente na superquadra 411/12, é o Latossolo Vermelho, identificado pelos mapas acima. Esse tipo de solo possui alta permeabilidade à água, podendo ser trabalhado em grande amplitude de umidade. Isso significa que ao se fazer uso de mecanismos de amortecimento de cheias, esse solo se comportará de maneira favorável à redução da vazão de escoamento.

3.2 TOPOGRAFIA DA REGIÃO

Topografia da região se dá entre 0 a 8% como pode ser visto nesse mapa fornecido pela ADASA.

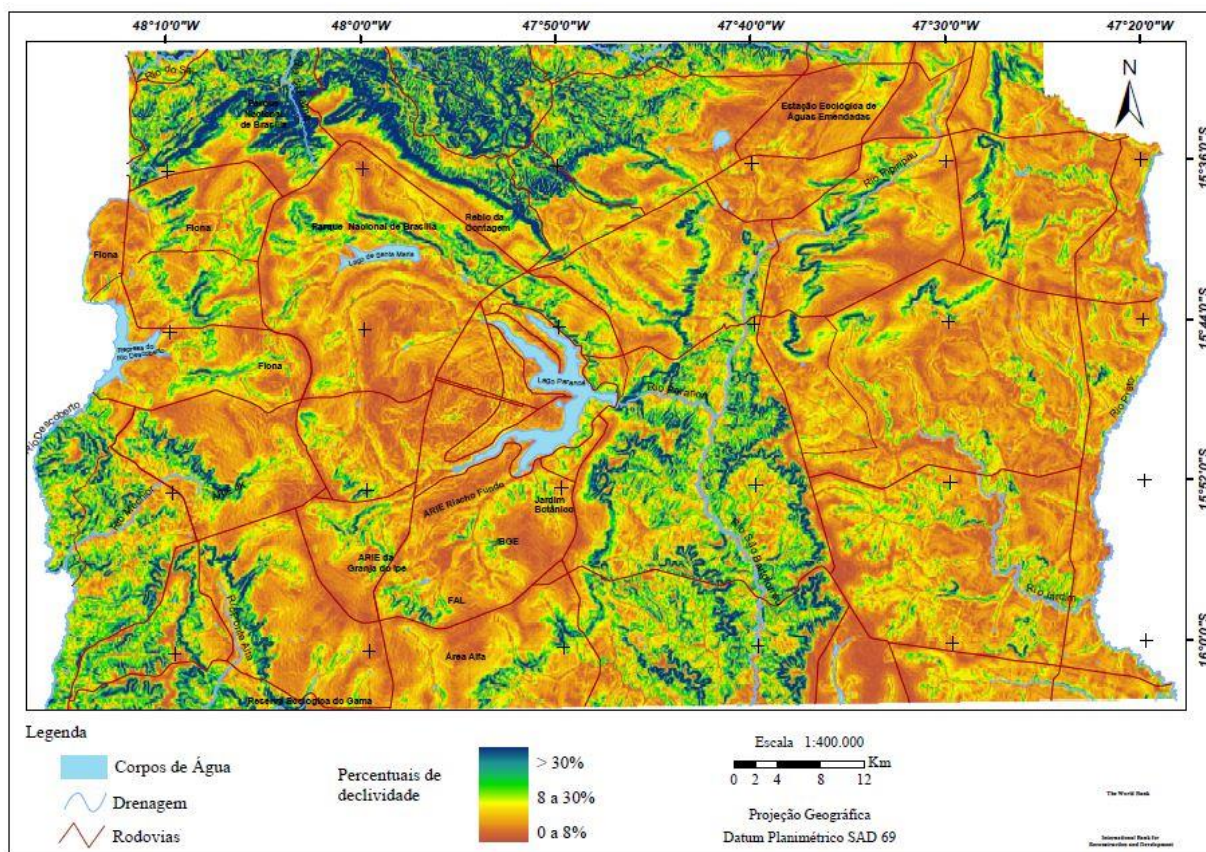


Figura 10 – Mapa de percentuais de declividade do DF (Fonte: ADASA)

A declividade da superquadra 411/12 tem uma média de 2,6%. Na realidade essa declividade varia entre 0 a 2,6%, foi adotada esse valor por ser o maior e mais crítico nessa área. O mapa cartográfico usado como auxílio foi fornecido pela Terracap SICAD. Numa escala de 1:10000.

3.3 CÁLCULO DA ÁREA DA SUPERQUADRA

Para o cálculo da área da superquadra 4011/11 Norte, foi médio com auxílio dos programas Google Earth e Autocad, basicamente calculou-se a área correspondente à um quadrilátero que envolve a superquadra. De forma semelhante se obteve-se a área impermeabilizada, levando em conta a área do pavimento e telhado dos bloco residenciais, com auxílio dos mesmos programas citados acima.



Figura 11 - Localização da Superquadra 411/12 Norte (Fonte: Google Earth, 2014).



Figura 12 – Área total da Superquadra 411/12 Norte (Fonte: Google Earth, 2014).

3.4 CÁLCULO DA VAZÃO DE PROJETO

Para se projetar as possíveis soluções para se reduzir a vazão da superquadra 411/12 Norte, é necessário se determinar a vazão de projeto. Portanto, seguiu-se as normas do termo de referência de elaboração de projetos de drenagem pluvial do DF (NOVACAP,2012). Com a equação da intensidade de chuva fornecida por esse termo, foi possível se chegar ao valor da vazão de projeto em m³/s.

4 RESULTADOS DO LEVANTAMENTO DE DADOS

4.1 CÁLCULO DA VAZÃO DE PROJETO

Primeiramente se determinou a declividade média do terreno e a mais alta e mais baixa da superquadra, afim de se determinar o enxutório da bacia naquele local.

Com auxílio do Google Earth, construiu-se um perfil topográfico do terreno ao longo da cota mais alta para a mais baixa. Como mostrado na imagem a seguir:

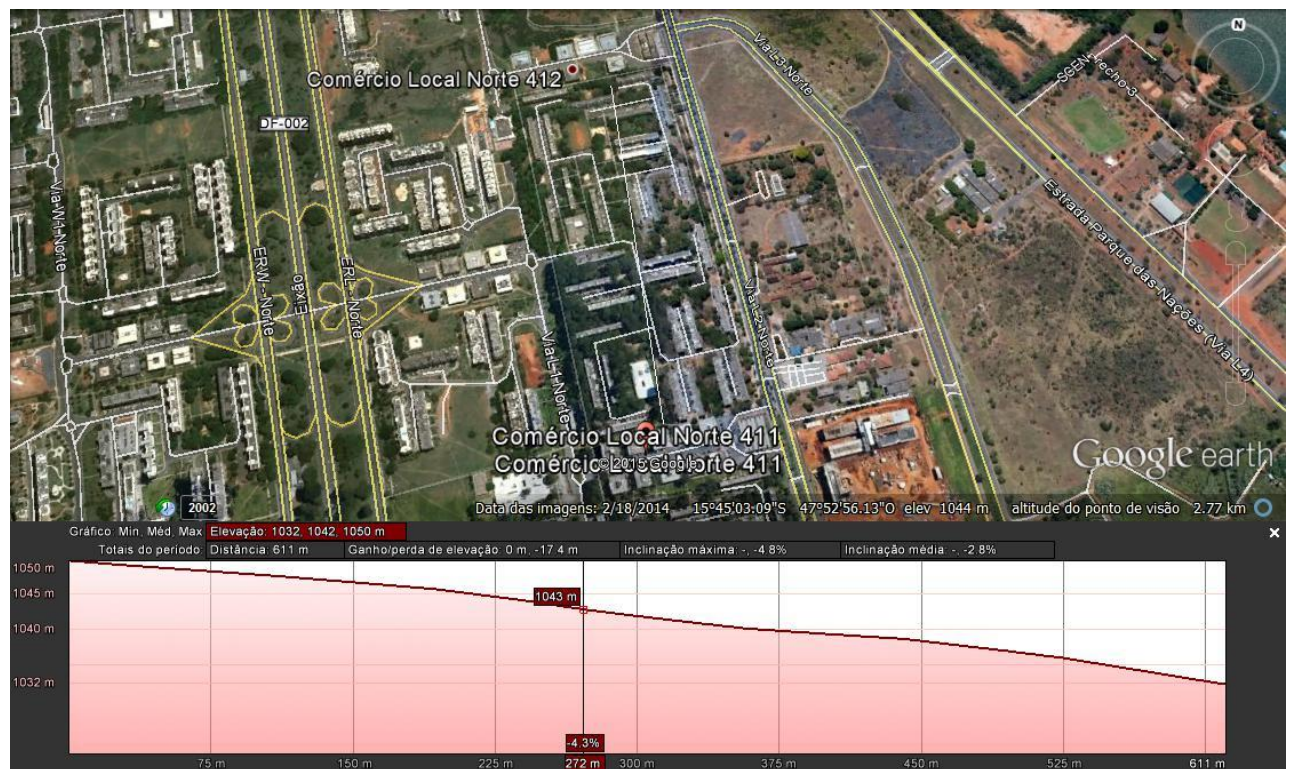


Figura 13 – Perfil topográfico da Superquadra 411/12 Norte (Fonte: Google Earth, 2014)

Dessa imagem se retirou a diferença de cotas do terreno que é de 18 metros, em uma extensão de 611 metros. Com esses dados segue-se os cálculos a seguir:

Fórmula de Kirpich

$$tc = 57. \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} = 57. \left(\frac{0,611^3}{18} \right)^{0,385} = 10,6 \text{ min}$$

Onde: t_c = tempo de concentração em minutos; L = comprimento do rio em Km; H = diferença de elevação entre o ponto mais remoto da bacia e a seção principal.

C = média ponderada: 40% da área impermeabilizada e 60 % da área com gramado. A área total da superquadra é de 180 mil m²

$$C = \frac{A_T * (A_{imper} * 0,9 + A_{grama} * 0,15)}{A_T} =$$

$$\frac{18(0,4*0,9+0,6*0,15)}{18} = 0,45$$

0,9 para as áreas calçadas ou impermeabilizadas; 0,15 para as áreas integralmente gramadas; A_{imper} = Área impermeável (m²); A_{grama} = Área integralmente gramada (m²);

Equação intensidade – duração- frequência, (IDF): Fórmula fornecida pela **NOCACAP**.

$$i = \frac{21,7 * F^{0,16}}{(tc + 11)^{0,815}} = \frac{21,7 * 10^{0,16}}{(10,6 + 11)^{0,815}} = 2,564 \text{ mm/min}$$

$$2,564 \times 60\text{min} = 153,83 \text{ mm/h}$$

Onde: i = Intensidade da Chuva (mm/min); F = Período de Retorno (anos); t_c = Tempo de concentração (min).

Vazão de Projeto – escoamento: Método Racional

$$Q_{\text{máx}} = 0,278 . C . I . A = 0,278 . 0,45 . 153,83 . 0,18 = 3,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Onde: I = intensidade de precipitação em mm/h; A = áreas da bacia em Km² e C = coeficiente de perdas. $Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima dada em m³/s.

A partir desses resultados é possível traçar um plano de metas para reduzir a vazão atualmente escoada à jusante pela superquadra 411/12. Isso trará mais segurança aos seus moradores, mostrando a possibilidade de evitar inundações de bueiros e boca de lobos, além de estar contribuindo para o desenvolvimento sustentável da área. Em seguida, servir de modelo para as demais superquadras do Plano Piloto.

5 PROPOSTAS PARA A SOLUÇÃO

As seguintes soluções são as mais indicadas para as superquadras, no entanto, serão avaliadas e projetadas de acordo com as projeções da área de estudo.

5.1 AUMENTAR A QUANTIDADE DE ÁGUA QUE INFILTRA NO SOLO

Diversas cidades do mundo sofrem com problemas de inundações, que ocorrem principalmente devido à ocupação urbana não planejada.

Com o objetivo de minimizar estes problemas, são muitos os casos de cidades que passaram a adotar medidas que se baseiam na retenção e infiltração das águas da chuva, soluções estas que funcionam segundo os princípios da sustentabilidade.

Ao longo das vias públicas

Ruas verdes

Os poluentes (partículas de asfalto, combustíveis, resíduos da fumaça emitida pelos veículos, etc.) presentes nas águas da primeira chuva são removidos por adsorção, filtração, volatilização, troca de íons e decomposição. A água limpa pode ser infiltrada no terreno para recarga de aquífero ou coletada em um dreno e descarregada no sistema de drenagem.



Figura 14: Jardim de chuva em Portland, EUA. (Fonte: Portland's Bureau of Environmental Services)



Figura 15: Jardim de chuva em Portland, EUA. (Fonte: Portland's Bureau of Environmental Services)

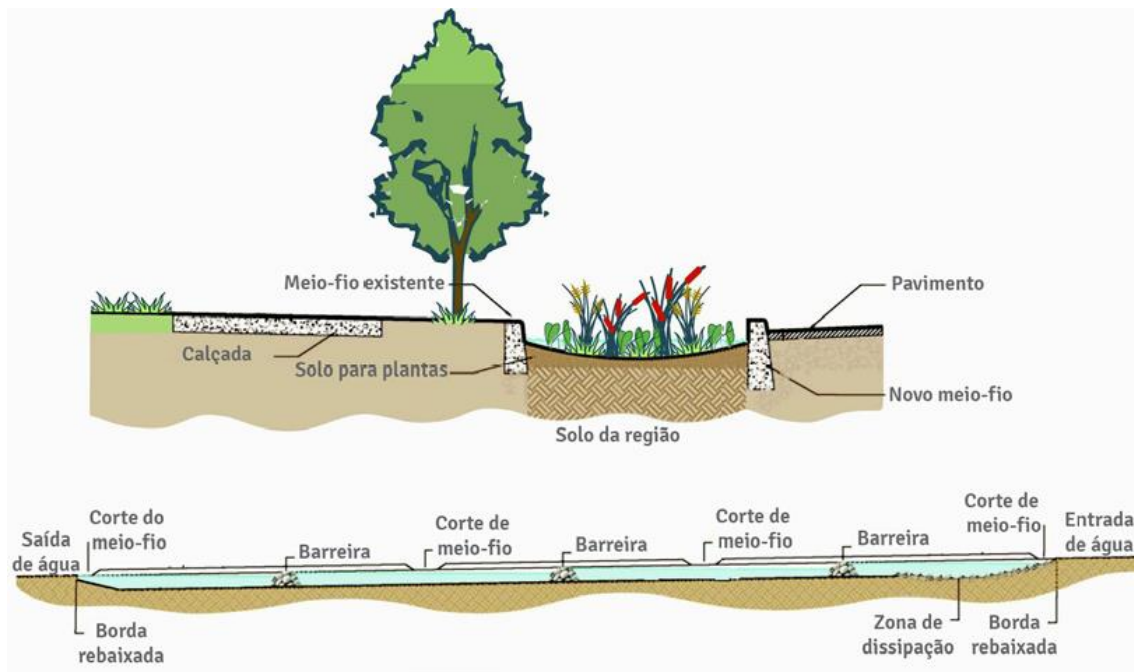


Figura 16: Jardim de chuva em Portland, EUA. (Fonte: Portland's Bureau of Environmental Services)

Trincheira ou vala permeável é um caso especial de bacia de percolação e consiste de uma caixa com cascalho e filtro por onde passa um conduto poroso ou perfurado.



Figura 17: Vala de infiltração (Fonte: Nestor)



Figura 18: á esquerda via com meio fio e sarjeta, á direita a mesma via com a vala de infiltração (Fonte: Nestor)

Pavimentos Permeáveis podem ser utilizados em passeios, estacionamento, quadras esportivas e ruas de pouco tráfego. Em ruas de grande tráfego, esses pavimentos podem ser deformados e entupidos, tornando-se impermeáveis. Como vantagens desse tipo de controle, tem-se: redução do escoamento superficial previsto com relação à superfície impermeável; redução dos condutos de drenagem pluvial; redução de custos do sistema de drenagem pluvial e redução da lâmina de água de estacionamentos e passeios. As desvantagens são: a manutenção do sistema para evitar que fique colmatado com o tempo; maior custo direto de construção; contaminação dos aquíferos.



Figura 19: Pavimentos permeáveis em ruas e estacionamentos



Figura 20: Calçadas permeáveis

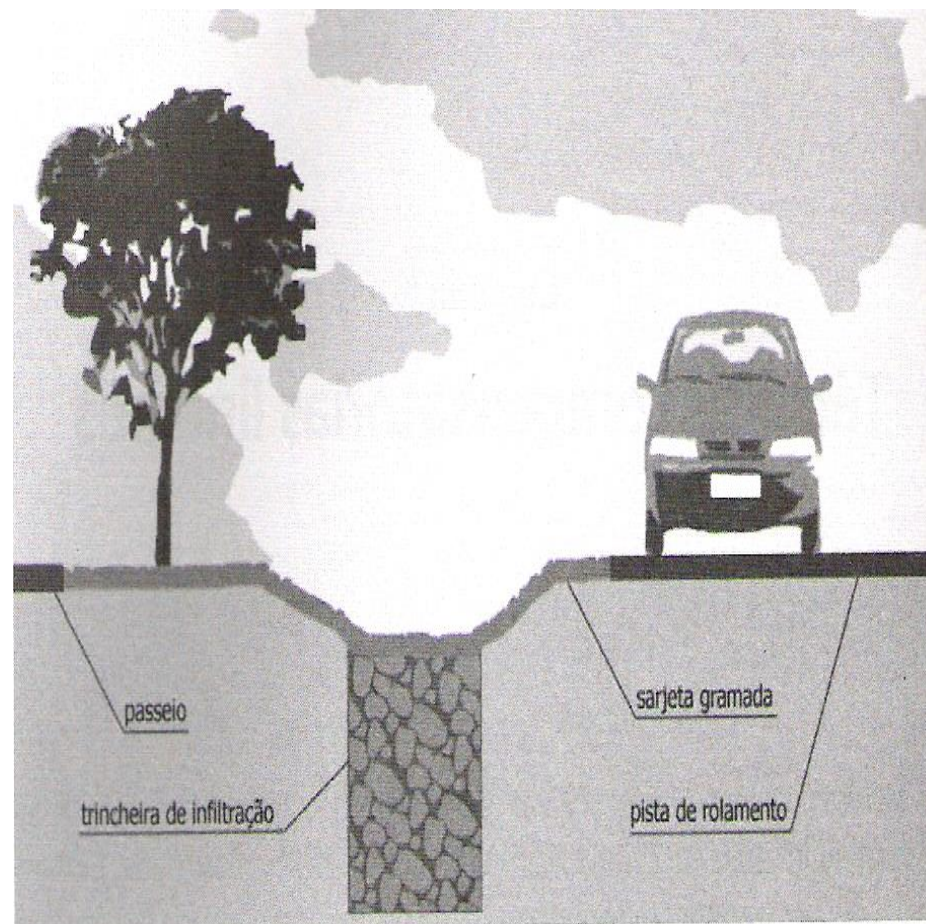


Figura 21: Trancheira de infiltração (Fonte: Nestor)

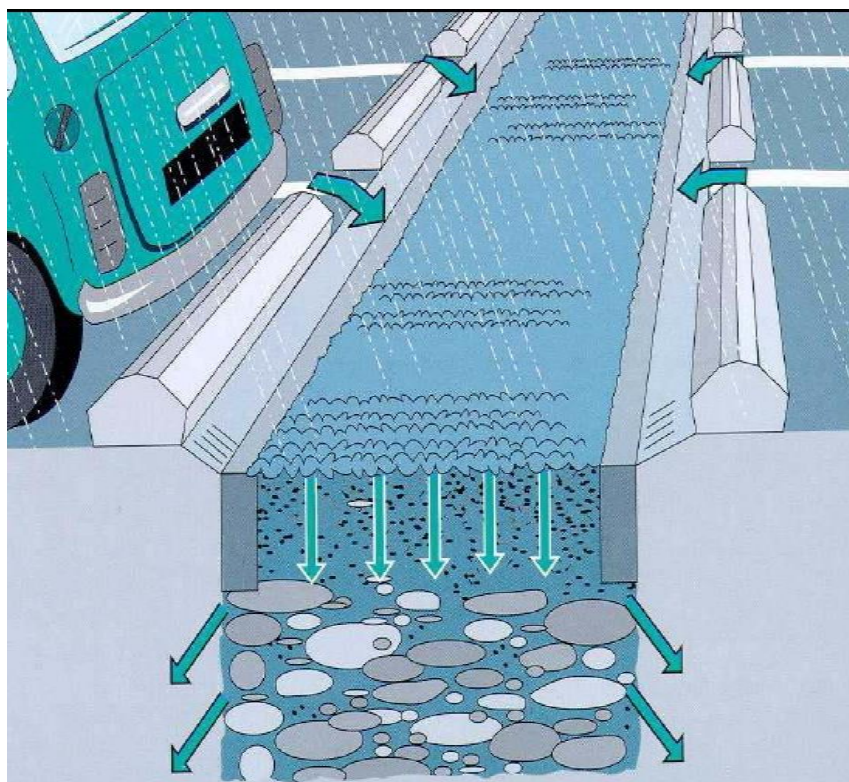


Figura 22: Percolação da água numa trincheira de infiltração (Fonte: Nestor)

No interior dos bairros e quadras, e em áreas verdes.



Figura 23: Percolação da água num poço de infiltração (Fonte: Nestor)



Figura 24: Jardins de chuva (Fonte: Portland's Bureau of Environmental Services)

5.2 MELHORAR A QUALIDADE DE ÁGUA ESCOADA À JUSANTE

O termo “wetland” é utilizado para caracterizar vários ecossistemas naturais que ficam parcial ou totalmente inundados durante o ano.

As “wetlands” naturais são facilmente reconhecidas como as várzeas dos rios, os igapós na Amazônia, os banhados, os pântanos, as formações lacustres de baixa profundidade em parte ou no todo, as grandes ou pequenas áreas com lençol freático muito alto porém nem sempre com afloramento superficial, os manguezais; entre outros.

As características das águas dos rios ficam modificadas ao saírem desses lagos.

Os sistemas de “wetlands” construídos são pois ecossistemas artificiais com diferentes tecnologias, utilizando os princípios básicos de modificação da qualidade da água das “wetlands” naturais.

As macrófitas flutuantes formam um grande grupo de plantas abrangendo diversas espécies e, normalmente, são utilizadas em projetos com canais relativamente rasos.

Esta planta recebe diferentes nomes populares no Brasil, sendo conhecida como aguapé, baroneza, mururé, pavoá, rainha do lago, uapé e uapê.

A utilização desta planta é devida a sua capacidade de resistir a águas altamente poluídas com grandes variações de nutrientes, pH, substâncias tóxicas, metais pesados e variações de temperatura.

Em resumo, a ação depuradora desses sistemas que utilizam plantas flutuantes é devido à:

- adsorção de partículas pelo sistema radicular das plantas;

- absorção de nutrientes e metais pelas plantas;
- pela ação de microorganismos associados à rizosfera;
- pelo transporte de oxigênio para a rizosfera.

As principais vantagens desses sistemas são:

- baixo custo de implantação;
- alta eficiência de melhoria dos parâmetros que caracterizam os recursos hídricos;
- alta produção de biomassa

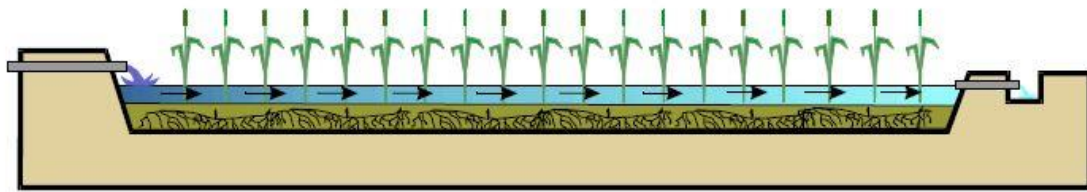


Figura 25: Desenho esquemático de um sistema com macrófitas emergentes com fluxo superficial. A água a ser tratada escorre pela superfície do solo cultivado com plantas emergentes. Geralmente são construídos canais longos, sendo a lâmina de água variável.

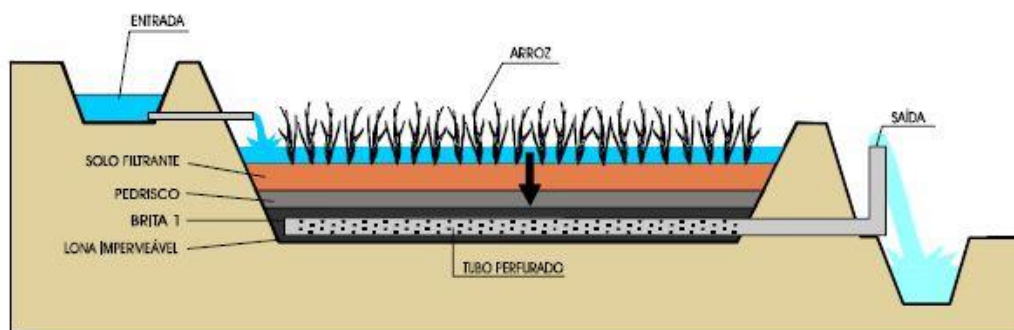


Figura 26: Desenho esquemático de solos filtrantes com fluxo descendente. A água a ser tratada é lançada sobre solo cultivado com arroz ou outra macrófita emergente. O solo é colocado sobre um sistema de drenagem, especialmente projetado. Os projetos utilizam formas geométricas que mais se adaptem às condições do terreno e com o urbanismo desejado.

A primeira tentativa de utilização desta capacidade de modificação da qualidade das águas, no sentido de uma purificação realizada no Brasil através de sistemas de “wetlands” construídas, foi feita por SALATI, E. et al, (1982), com a construção de um lago artificial nas proximidades de um córrego altamente poluído (Rio Piracicamirim) na ESALQ (Escola Superior de Agronomia “Luiz de Queiroz”), em 5 Piracicaba - SP, (SALATI, E., 1984). As experiências iniciais foram satisfatórias e os trabalhos foram continuados a partir de 1985. Foram desenvolvidas novas tecnologias, procurando-se, especialmente, aumentar a eficiência do sistema, diminuindo os investimentos.

A utilização de um determinado tipo de “wetland” ou de uma combinação formando sistemas de “wetlands” depende do problema a ser resolvido, da qualidade dos recursos hídricos, da área disponível, do interesse da utilização da biomassa produzida e do interesse paisagístico.

Tendo em vista que cada técnica de “wetland” tem maior eficiência para purificação de alguns parâmetros, alguns sistemas de purificação hídrica têm sido projetados utilizando uma combinação de técnicas (BRIX, H., 1993; SALATI, E., 1987).

Algumas plantas de purificação de água projetadas e construídas no Brasil, demonstraram alta eficiência com a utilização destes sistemas combinados. MANFRINATO, E.S. (1989), em um projeto para purificação das águas do rio Piracicaba, utilizou um sistema composto de um canal de plantas aquáticas flutuantes seguido por solos filtrantes (Sistema DHS - Despoluição Hídrica com Solos), conseguindo eficiências de 70% para DBO; 99% para coliformes totais e fecais; 70% para DQO; 90% para cor e 95% para turbidez.

Retenção construída como sendo caminhos naturais nas áreas verdes para a água escoada a fim de se melhorar a qualidade da água. Por meio de plantas específicas, com cascalhos, jardins parte da água escoada será filtrada nos gramados da superquadra.



Figura 27 – Retenção construída no jardim (Fonte: Nestor, 2014).

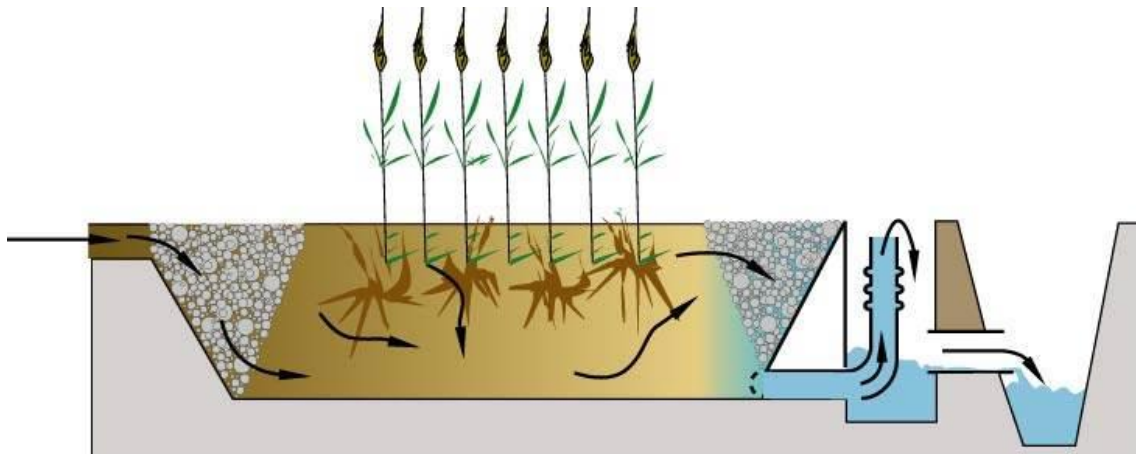


Figura 28 – Detalhe da retenção construída (Fonte: Nestor, 2014).

5.3 RETER TEMPORARIAMENTE O VOLUME EXCENDENTE AS SUPERQUADRA 411/12

Armazenamento no lote ou na superquadra a fim de se amortecer o escoamento, em conjunto com outros usos, como abastecimento de água, irrigação de grama e lavagem de superfícies ou automóveis.

Reservatórios de detenção podem ser utilizados para o controle de vazão máxima, controle de volume e controle de material sólido. São reservatórios dimensionados para secarem após o seu uso, durante uma chuva intensa e depois utilizada para outras finalidades. Suas respectivas características são:

Controle de vazão máxima: este é o caso típico de controle dos efeitos sobre a inundação sobre áreas urbana. O reservatório é utilizado para amortecer o pico a jusante, reduzindo a seção hidráulica dos condutos e mantendo as condições de vazão pré-existentes na área desenvolvida.

Controle de volume: é utilizado quando os escoamentos sanitários e pluviais são transportados por condutos combinados ou quando recebe a água de uma área sujeita a contaminação. O reservatório também é utilizado para a deposição de sedimentos e depuração da qualidade da água, mantendo seu volume por mais tempo dentro do reservatório.

Controle de material sólido: é utilizado para reter parte dos sedimentos, quando esses são produzidos em quantidade significativa, para que sejam retirados do sistema de drenagem.

Os reservatórios mantido a seco são os mais utilizados nos Estados Unidos, Canadá e Austrália. Quando projetados para controle de vazão, seu esvaziamento é rápido de até seis horas com pouco efeito sobre a remoção de poluentes. Aumentando-se a detenção para 24 a 60 Hs, poderá haver melhora na remoção de poluentes (Urbonas e Roesner, 1994). Esse tipo de dispositivo retém uma parte importante do material sólido.

Reservatórios enterrados são utilizados quando a topografia não favorece ou a superfície é utilizada para outros usos.

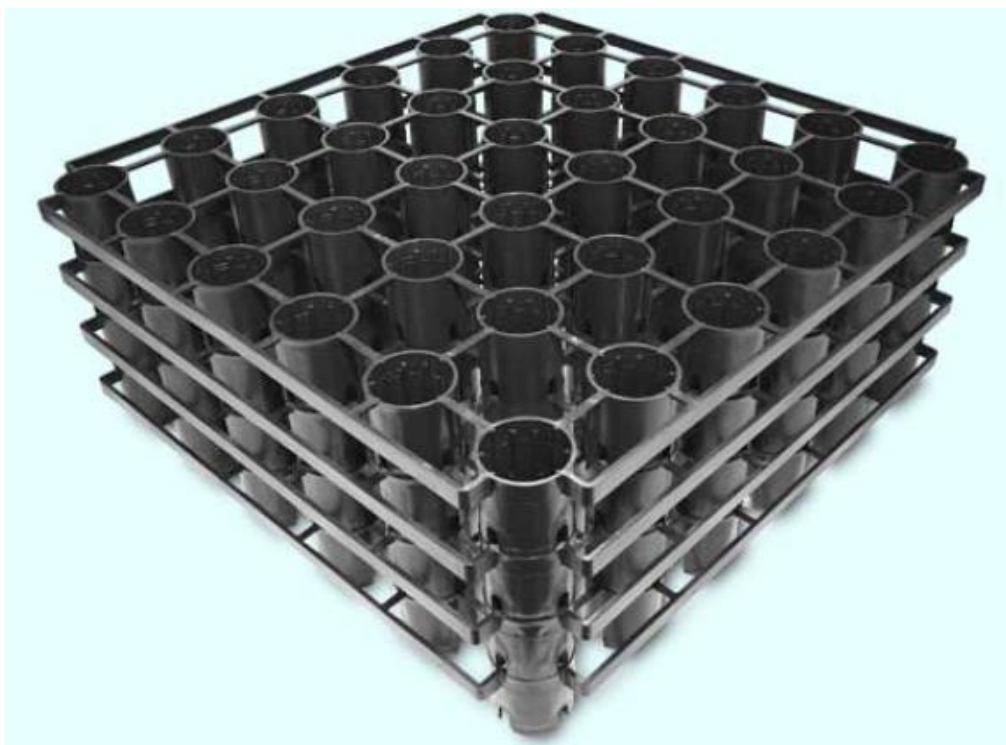


Figura 29: Armazenamento de água em pequenos dispositivos enterrados do solo (Fonte: Nestor)



Figura 30: Montagem dos pequenos dispositivos enterrados do solo (Fonte: Nestor)

Reservatórios enterrados utilizados quando a topografia não favorece ou a superfície é utilizada para outros usos, ou seja, sem intervenção da paisagem natural e área livre.

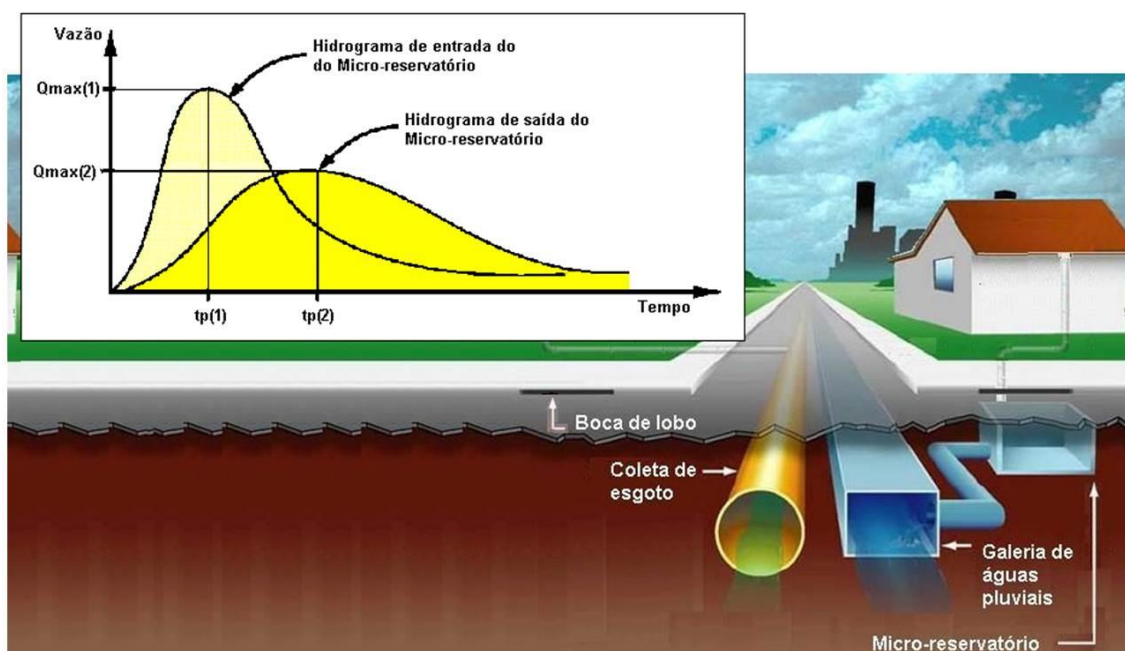


Figura 31: Esquema de uma casa com caixa de água subterrânea (Fonte: Nestor)

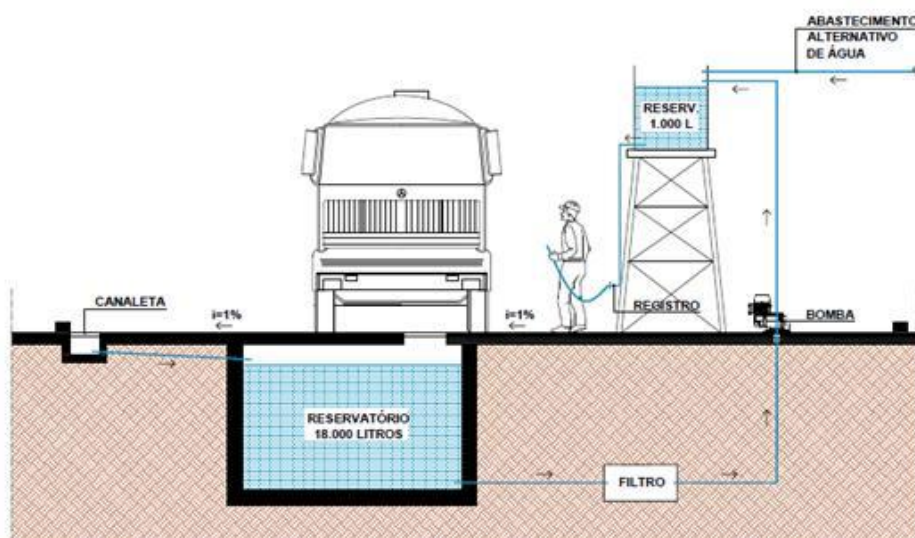


Figura 32: Reaproveitamento de água a partir de uma caixa de água subterrânea (Fonte: Nestor)

No caso para a superquadra em estudo, a combinação desses mecanismos será determinante para reduzir a vazão de escoamento dessa área, amortecendo a cheia à jusante. Os reservatórios enterrados poderão ser conectados à rede pluvial. E serão

localizados em locais estratégicos que atendam à uma determinada área dentro da superquadra.

Como resultados dessas ações, o volume excedente da superquadra será retido temporariamente, permitindo que este seja transmitido de forma gradativa às áreas de jusante, ou seja, capta a água escoada no lote com determinada vazão de entrada (hidrograma afluente). A água armazenada pelo solo e reservatório da superquadra, será retido de forma gradual (hidrograma efluente), pelos dispositivos hidráulicos de saída, visando obter nos molde do hidrograma natural (TUCCI,PORTO e BARROS, 1995, p.307).

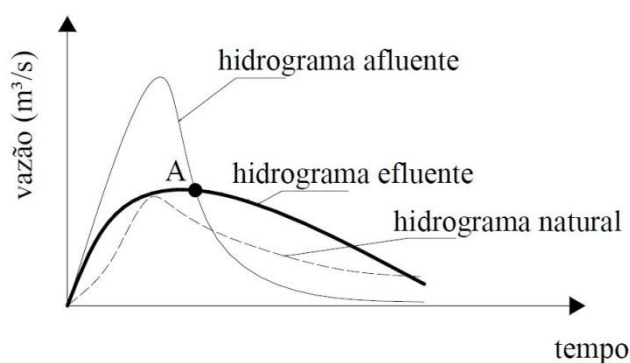


Figura 33 – Hidrograma efluente de um reservatório -

(Fonte: Tucci, Porto e Barros, 1995, p. 28, modificado).

5.4 FATORES QUE DEVEM SER OBEDECIDOS PARA A SOLUÇÃO

As seguintes observações foram elaboradas com base principalmente nas recomendações de Schueler (1987) e Azzout et al. (1994). A primeira referência diz respeito ao Manual de Drenagem de Washington (EUA) e a segunda baseia-se na experiência francesa.

Área controlada

Há uma tendência das áreas controladas serem menores para os dispositivos de infiltração e maiores para os de retenção/detenção. Entretanto, isto pode ser relativo. Na verdade, pela própria natureza dos dispositivos, há aqueles que foram concebidos para controle na fonte de pequenas áreas e outros cuja potencialidade é mais efetiva para áreas maiores. Por isso, os valores apresentados na Tabela 5 são meramente indicativos.

Tabela 5 – Área de contribuição. (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA).

Medidas de Controle	Área de Contribuição (ha)									
	0	2	4	6	8	10	12	14	20	40
Pavimento Poroso	✓	✓	✓	!	!	✗	✗	✗	✗	✗
Trincheira de Infiltração	✓	✓	!	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Vala de Infiltração	✓	✓	!	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Poço de Infiltração	✓	!	!	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Micro-reservatório	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Telhado reservatório	✓	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Bacia de Detenção	✗	!	!	!	!	✓	✓	✓	✓	✓
Bacia de Retenção	✗	✗	✗	!	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Bacia Subterrânea	✓	✓	✓	!	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Condutores de Armazen.	✓	!	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Faixa Gramada	✓	✓	!	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗

✓ viabilidade de implantação ! viabilidade depende de condição específica ✗ inviável, a princípio

Capacidade de infiltração do solo

A capacidade de infiltração do solo condiciona bastante o uso dos mecanismos de contenção que infiltram a água no solo, pois é um parâmetro que influencia muito o desempenho destes dispositivos.

Baixas capacidades de infiltração (abaixo de 7 mm/h) praticamente inviabilizam os mecanismos de contenção por infiltração. Por outro lado, altas taxas de infiltração prejudicam o uso de bacias de retenção, pois haveria dificuldade de manter os níveis d'água.

A Tabela 6 dá as indicações para os mecanismos de contenção (MCs) influenciados pela capacidade de infiltração.

Tabela 6 - Restrições de capacidade de infiltração do solo (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA)

Medidas de Controle	Capacidade de infiltração (mmh ⁻¹)									
	0,5	1,0	1,5	2,0	4,0	7,0	13	25	60	200
Pavimento Poroso	X	X	X	X	X	!	✓	✓	✓	✓
Trincheira de Infiltração	X	X	X	X	X	!	✓	✓	✓	✓
Vala de Infiltração	X	X	X	X	X	!	✓	✓	✓	✓
Poço de Infiltração	X	X	X	X	!	!	✓	✓	✓	✓
Micro-reservatório (*)	X	X	X	X	X	!	✓	✓	✓	✓
Bacia de Detenção (**)	X	!	!	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Bacia de Retenção	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	!	!	X
Faixa Gramada	X	!	!	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

(*) variante infiltrante (sem fundo)

(**) caso da variante chamada de bacia de infiltração

✓ viabilidade de implantação

! viabilidade depende de condição específica

X inviável, a princípio

Em zonas de recarga de aquíferos pode haver perigo de contaminação por MCs que promovam a infiltração. As recomendações da Tabela 7 refletem isto, mas mesmo para aqueles MCs não infiltrantes é preciso tomar medidas contra acidentes nestas zonas de recarga.

Solo frágil à água

Alguns solos argilosos ou com muitos finos podem desestruturar-se com a presença frequente de água, perdendo sua capacidade de suporte e suas características hidráulicas. Tais solos, portanto, são inadequados para receber dispositivos de infiltração e mesmo bacias de detenção e retenção, pois nestas o fundo pode tornar-se excessivamente barrento ou lodoso. A Tabela 7 mostra as avaliações por MC.

Subsolo duro

O subsolo ou solo a pouca profundidade da superfície, quando apresentam-se muito compactados ou possuem uma camada pedregosa, prejudicam a exfiltração de eventuais dispositivos de infiltração. A existência de tal camada de impedimento prejudicaria, portanto, a exemplo de um lençol freático alto, a capacidade de drenagem da área controlada por um MC de infiltração, já que a própria infiltração no dispositivo ficaria reduzida. Por outro lado, no caso da presença de uma camada com rocha, a escavação seria dificultada, o que pode desestimular a construção de bacias de detenção, retenção e subterrâneas. A Tabela 7 resume as recomendações.

Tabela 7 - Condições solo-aquífero para implementação dos MCs. (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA).

Medidas de Controle	Condições solo-aquífero			
	Freático alto	Aquífero em risco	Solo frágil à água	Subsolo duro
Pavimento Poroso	X	X	X	X
Trincheira de Infiltração	X	X	X	X
Vala de Infiltração	X	X	X	X
Poço de Infiltração	!	X	X	X
Micro-reservatório	✓	✓	✓	✓
Telhado reservatório	✓	✓	✓	✓
Bacia de Detenção	!	!	X	!
Bacia de Retenção	✓	X	X	X
Bacia Subterrânea	X	!	✓	X
Conduitos de Armazen.	✓	!	✓	X
Faixa Gramada	!	!	X	!

✓ viabilidade de implantação

! viabilidade depende de condição específica

X inviável, a princípio

Aquífero em risco

Declividade alta

A declividade alta é uma condição que se inscreve naquilo que se poderia chamar de condições de localização (Tabela 8). Várias MCs podem ter seu uso restringido por declividades do terreno altas. Schueler (1987) afirma que declividades acima de 5% ou mais não são boas, por exemplo, para pavimentos porosos e valas de infiltração. E que uma declividade acima de 20% não é prática para uma trincheira de infiltração ou uma faixa gramada.

Tabela 8 – Condições de localização para implementação das MCs. (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA).

Medidas de Controle	Condições de localização				
	Declividade alta	Ausência de exutório	Consumo de espaço	Fundações e redes próximas	Restrição de urbanização
Pavimento Poroso	X	!	!	X	X
Trincheira de Infiltração	X	!	✓	X	✓
Vala de Infiltração	X	!	✓	X	X
Poço de Infiltração	!	!	✓	X	✓
Micro-reservatório	✓	X	✓	✓	✓
Telhado reservatório	✓	X	✓	✓	✓
Bacia de Detenção	!	X	X	X	✓
Bacia de Retenção	✓	X	X	X	✓
Bacia Subterrânea	✓	X	!	!	X
Condutores de Armazen.	✓	X	✓	!	✓
Faixa Gramada	!	X	✓	!	!

✓ viabilidade de implantação ! viabilidade depende de condição específica X inviável, a princípio

Ausência de exutório

Os mecanismos de contenção (MCs) que não infiltram exigem, para sua descarga, um local de destino, um exutório. Há locais, entretanto, onde não há uma rede pluvial ou um córrego próximos para receber a água. Há outros locais em que, por questões ambientais, não é permitido o despejo no meio natural. Assim, a ausência de exutório é altamente limitante à utilização de MCs de armazenamento (Tabela 8). Os MCs de infiltração, a princípio, não têm maiores problemas quanto a isso, mas é preciso prever o que fazer no caso de chuvas maiores que as de projeto.

Consumo de espaço

Alguns locais são tão pequenos ou densamente ocupados que não há possibilidade de implementação de MCs que ocupam um espaço significativo. É o caso de bacias de retenção e de detenção (Tabela 8). Pode ser também o caso de pavimentos porosos e bacias subterrâneas.

Fundações e redes próximas

As MCs de infiltração favorecem a percolação de água no interior do solo e isto pode ser prejudicial a fundações e redes urbanas (telefonia, por exemplo) próximas. Também pode haver problemas de contaminação de poços de captação de água. Bacias de detenção e retenção, onde há também infiltração, também não são recomendáveis neste

caso. A Tabela 8, acima, fornece o critério de recomendação para cada MC, nesta situação.

Restrição de urbanização

Certos mecanismos de contenção (MCs) só se adaptam a um tipo específico de urbanização ou ocupação do solo. Os pavimentos porosos são colocados normalmente em estacionamentos ou vias de tráfego leve, e não suportariam se a urbanização evoluísse para um uso com tráfego intenso. As valas de infiltração constituem outro exemplo, pois são concebidas para loteamentos com baixa densidade de ocupação e não seriam adequadas se a ocupação do solo passasse a ser com alta densidade habitacional. A Tabela 8 dá as indicações por MC. Note-se que admitiu-se na Tabela 8 que uma provável mudança de ocupação do solo não afetaria bacias de detenção ou retenção existentes, mas isto não é garantido.

Afluência poluída

Em países em desenvolvimento, as condições sanitárias e sedimentológicas podem ser altamente restritivas ao uso dos mecanismos de contenção (MCs) (Tabela 9). Os MCs listados não toleram afluências poluídas por esgoto cloacal e lavagem das ruas. Pode-se contornar este problema com estruturas de pré-tratamento a montante, mas dependendo da carga poluidora, podem conduzir a estruturas mais complexas e caras que o próprio MC protegido.

Tabela 9 – Condições sanitárias e sedimentológicas para implementação dos MCs. (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA).

Medidas de Controle	Condições sanitárias e sedimentológicas			
	Afluência poluída	Afluência com alta taxa de sedimentos	Risco sanitário por má operação	Risco de sedimentológico por má operação
Pavimento Poroso	X	X	✓	✓
Trincheira de Infiltração	X	X	✓	✓
Vala de Infiltração	X	X	✓	✓
Poço de Infiltração	X	X	✓	✓
Micro-reservatório	X	X	!	✓
Telhado reservatório	X	X	!	✓
Bacia de Detenção	X	!	X	X
Bacia de Retenção	X	!	X	X
Bacia Subterrânea	X	X	X	X
Condutores de Armazen.	!	X	✓	✓
Faixa Gramada	X	X	✓	✓

Afluência com alta taxa de sedimentos

A exemplo do comentado para afluência poluída, os mecanismos de contenção listados não toleram afluências com altas cargas de sedimentos e lixo (Tabela 9). A possibilidade de contornar o problema pode esbarrar no dimensionamento de estruturas de retenção de sedimentos e/ou lixo muito complexas e caras. Nas bacias de detenção e retenção de maior porte estas estruturas seriam mais viáveis e a limpeza mecanizada (retroescavadeira) seria possível.

Risco sanitário por má operação

Em mecanismos de contenção de maior porte, que requerem operação de comportas e equipamentos mecânicos, como pode ser o caso de bacias de detenção e retenção, há o risco de má operação (e manutenção) e consequente acúmulo ou disseminação de escoamentos altamente poluídos. Em situações onde não se pode garantir um bom funcionamento de tais estruturas elas não são recomendáveis (Tabela 9). Micro-reservatórios e telhados reservatórios com má manutenção podem favorecer o desenvolvimento de mosquitos se entupimentos e acúmulos d'água não forem resolvidos.

Risco sedimentológico por má operação

As recomendações são análogas às do risco sanitário. O acúmulo de sedimentos, por má operação, sem providências de remoção sistemática, em bacias de retenção e detenção pode deixá-las inoperantes (Tabela 9). Para os outros mecanismos de contenção, não há risco de uma má-operação (se for o caso) provocar um problema sedimentológico de proporções.

Esforços e tráfego intensos

A estrutura em si do mecanismo de contenção (MC) pode ser restritiva ao seu uso se ela for submetida a esforços ou tráfego intenso. A Tabela P mostra para quais MCs há restrições estruturais e de desenho. Por exemplo, os dispositivos de infiltração sofrem degradação sob tráfego intenso, seja de veículos ou de pedestres (neste último caso, com exceção do pavimento poroso). As estruturas de bacias subterrâneas e de condutos enterrados de armazenamento devem ser protegidas de esforços e vibrações para não trincar. O telhado reservatório pode ser inviabilizado pela alta carga sobre a estrutura suporte, em alguns casos.

Flexibilidade de desenho

Ao comparar alternativas de MCs, algumas delas levam desvantagem por terem restrições de desenho (Tabela 10). O micro-reservatório de lote (estaque) exige arranjo que possibilite escoamento por gravidade até a rede pluvial. A bacia subterrânea tem desenho condicionado pela sua estrutura que deve resistir a esforços e pela necessidade de seu esgotamento por gravidade. O telhado reservatório tem limitação ditada pela configuração arquitetônica da edificação.

Limite na altura do MC

Para os mecanismos de contenção (MCs) de infiltração e um MC do tipo bacia, que igualmente conte com a infiltração como modo de funcionamento, o cotejo entre o tempo de residência desejado (geralmente 2 a 3 dias para efeito de remoção de poluição leve) e a altura desejável para o dispositivo (condicionado pelo controle volumétrico) pode resultar numa limitação desta última, se a capacidade de infiltração do solo não for suficiente. A Tabela 10 resume as recomendações.

Tabela 10 – Restrições estruturais e de desenho. (Fonte: Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA).

Medidas de Controle	Restrições estruturais e de desenho		
	Esforços e tráfego intensos	Flexibilidade de desenho	Limite na altura da MC
Pavimento Poroso	X	✓	X
Trincheira de Infiltração	X	✓	X
Vala de Infiltração	X	✓	X
Poço de Infiltração	X	✓	X
Micro-reservatório	✓	!	✓
Telhado reservatório	!	!	✓
Bacia de Detenção	✓	✓	!
Bacia de Retenção	✓	✓	X
Bacia Subterrânea	!	!	✓
Condutos de Armazen.	!	✓	✓
Faixa Gramada	X	✓	✓

✓ viabilidade de implantação

! viabilidade depende de condição específica

X inviável, a princípio

6 SOLUÇÕES ESCOLHIDAS E DIMENSIONADAS

6.1 DIMENSIONAMENTO DA TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO

Foi escolhido ao longo da ciclovía que tem uma extensão horizontal, de 600 metros.

O coeficiente de permeabilidade do solo no local e na área da superquadra em estudo é de $K = 10^{-5}$ m/s.

A área de influência adota foi de um quarto da área total da superquadra. Isso porque a ciclovía se encontra unicamente ou sua maior parte na área inferior da superquadra, logo, para maior eficiência e menor custo optou-se por essa decisão.

Os dados são:

$$A = 180000/4 = 45000 \text{ m}^2;$$

$$C = 0,45; T = 10 \text{ anos (Período de retorno);}$$

$$B = 0,8 \text{ m (largura da trincheira);}$$

$$L = 600 \text{ m (comprimento da trincheira)}$$

$$\beta = \frac{C.A}{B.L} = \frac{0,45.45000}{0,8.600} = 42,1875$$

$$\gamma = \frac{2}{B} = \frac{2}{800} = 0,0025$$

O passo seguinte é a definição de q_s que é produto da permeabilidade K_{sat} do solo suporte (avaliada por ensaio de campo em 36 mm/h) e de um fator redutor α por colmatção. Avaliando as condições locais, achou-se razoável considerar $\alpha = 0,5$ assim q_s ficam em 18 mm/h.

Para a IDF considerada em Brasília, os fatores K_1 e K_2 são:

$$K_1 = 3,36\sqrt{\beta} \cdot T^{0,08}$$

$$K_2 = 0,54\sqrt{\gamma} \cdot \sqrt{q_s}$$

Portanto, substituindo-se as variáveis pelos seus valores, obtém-se:

$$K_1 = 3,36\sqrt{42,1875} \cdot 10^{0,08} = 26,2390$$

$$K_2 = 0,54\sqrt{0,0025} \cdot \sqrt{18} = 0,1155$$

A brita selecionada para execução da trincheira tem porosidade $\eta = 0,38$, desta forma o cálculo da espessura H da camada reservatório, em metros, pode finalmente completar-se:

$$H = \frac{1}{1000} \cdot \left[\frac{26,2390 \cdot (0,1155 - \sqrt{0,38})^2}{0,38 - 0,1155^2} \right] = 1,29 \text{ m}$$

Portanto, a trincheira terá um volume ou capacidade total de 616,89 m³ e dimensões :

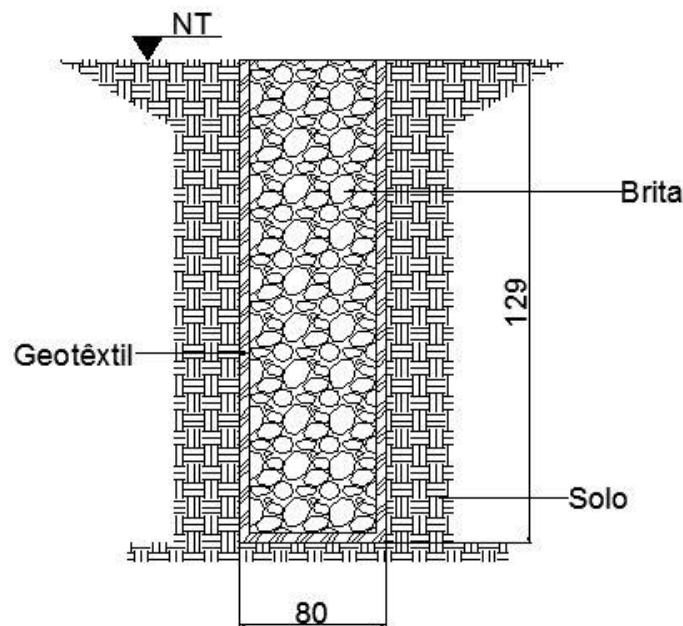


Figura 34 – Trincheira de infiltração (Fonte: Autoria própria 2015)



Figura 35 – Ciclovia da 411/12 Norte com indicação do local para construção da trincheira de infiltração (Fonte: Google Earth)



Figura 36 – Ciclovia da 411/12 Norte com indicação do local para construção da trincheira de infiltração vista longitudinal (Fonte: Google Earth)



Figura 37 – Ciclovía da 411/12 Norte com indicação do local para construção da trincheira de infiltração vista longitudinal na altura do terreno (Fonte: Google Earth)

6.2 DIMENSIONAMENTO DO POÇO DE INFILTRAÇÃO

Foram selecionados diversos locais dentro da superquadra em áreas verdes sem perturbar ou contrastar com o ambiente. Adotado uma área de influência de 500 m². Esse valor foi escolhido para que não se tenha a necessidade de grandes profundidade e dimensões, aumentando os custos da obra principalmente em relação à escavação. Seguem os dados de cálculo:

A= 500 m²;

C = 0,45; T = 10 anos (Período de retorno);

D= 2 m (Diâmetro do poço);

$$\beta = \frac{4 \cdot C \cdot A}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot (0,45) \cdot 500}{\pi \cdot 2^2} = 71,6218$$

$$\gamma = \frac{4}{D} = \frac{4}{1500} = 0,0020$$

Novamente o passo seguinte é a definição de q_s que é produto da permeabilidade K_{sat} do solo suporte (avaliada por ensaio de campo em 36 mm/h) e de um fator redutor α por colmatação. Avaliando as condições locais, achou-se razoável considerar $\alpha = 0,5$ assim q_s ficam em 18 mm/h.

Para a IDF considerada em Brasília, os fatores K_1 e K_2 são:

$$K_1 = 3,36\sqrt{\beta} \cdot T^{0,08}$$

$$K_2 = 0,54\sqrt{\gamma} \cdot \sqrt{q_s}$$

Portanto, substituindo-se as variáveis pelos seus valores, obtém-se:

$$K_1 = 3,36\sqrt{25,4655} \cdot 10^{0,08} = 34,1884$$

$$K_2 = 0,54\sqrt{0,0027} \cdot \sqrt{18} = 0,10329$$

A brita selecionada para execução do poço tem porosidade $\eta = 0,38$, desta forma o cálculo da altura H da camada reservatório, em metros, pode finalmente completar-se:

$$H = \frac{1}{1000} \cdot \left[\frac{34,1884 \cdot (0,10329 - \sqrt{0,38})^2}{0,38 - 0,10329^2} \right] = 2,13 \text{ m}$$

Portanto, o poço terá um volume ou capacidade total de $6,70 \text{ m}^3$ e dimensões:

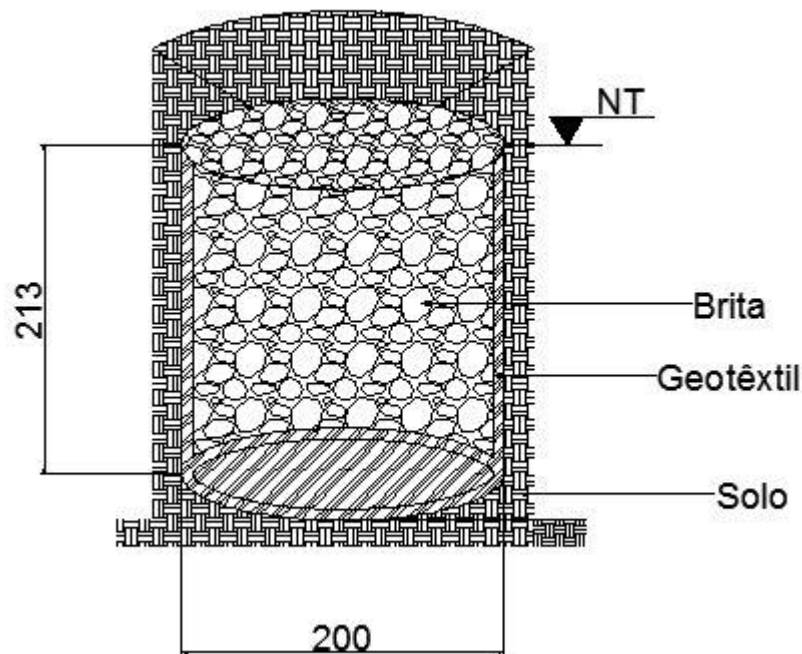


Figura 38 – Poço de infiltração (Fonte: Autoria própria 2015)

No caso foram projetados para serem implantados oito poços em áreas verdes da superquadra em estudo.



Figura 39 – Áreas verdes da 411/12 Norte com indicação do local para construção do poço de infiltração vista de cima (Fonte: Google Earth)



Figura 40 – Áreas verdes da 411/12 Norte com indicação do local para construção do poço de infiltração vista na altura do terreno (Fonte: Google Earth)

6.3 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO PERMEÁVEL

A opção escolhida foi o revestimento com bloco de concreto intertravado poroso. Pois ele já é muito usado na capital federal em diversos locais comerciais, com amplo conhecimento de mão de obra, por parte das empresas que a executam.

O dimensionamento neste projeto se dá para a camada porosa (reservatório) de brita sobre o solo suporte permeável, para a infiltração de toda água da chuva na área escolhida com um período de 10 anos de retorno.

A área de influência (contribuinte) adota foi a média de um conjunto de dois blocos com um estacionamento que atende a ambos, de maneira padrão na superquadra. Já a área do dispositivo em si, ou seja, do estacionamento, foi a área média dos estacionamentos da superquadra que segue um padrão em todo o plano Piloto.

Seguem-se os dados:

$$A_{estaio} = 1150 \text{ m}^2; \quad \eta = 0,35 \text{ (porosidade da brita);}$$

$$A_{contri} = 3280 \text{ m}^2; \quad \alpha = 0,1 \text{ (Redutor de colmatção)}$$

$$C = 0,90; T = 10 \text{ anos; } I = 1\% \text{ (inclinação do estacionamento)}$$

$$\beta = \frac{A_{estaio} + C \cdot A_{contri}}{A_{estaio}} = \frac{1150 + 0,9 \cdot (3280)}{1150} = 3,567$$

O passo seguinte é a definição de q_s que é produto da permeabilidade K_{sat} do solo suporte (avaliada por ensaio de campo em 36 mm/h) e de um fator redutor α por colmatção. Avaliando as condições locais, achou-se razoável considerar $\alpha = 0,1$ assim q_s ficam em 3,6 mm/h.

A equação de $V_{m\acute{a}x}$ para Brasília:

$$V_{m\acute{a}x} = (3,36\sqrt{\beta} \cdot T^{0,08} - 0,54 \cdot \sqrt{q_s})^2$$

Usando os dados expostas acima, tem-se:

$$V_{m\acute{a}x} = 43,52 \text{ mm}$$

Em seguida calcula-se a espessura da camada do reservatório do pavimento:

$$H = \frac{V_{m\acute{a}x}}{\eta} = \frac{43,52}{0,35} = 120 \text{ mm}$$

Por razões construtivas, decidiu-se dar ao pavimento uma declividade longitudinal de 1%.

Portanto, o pavimento permeável terá um volume ou capacidade total de 138 m³ e as seguintes dimensões:

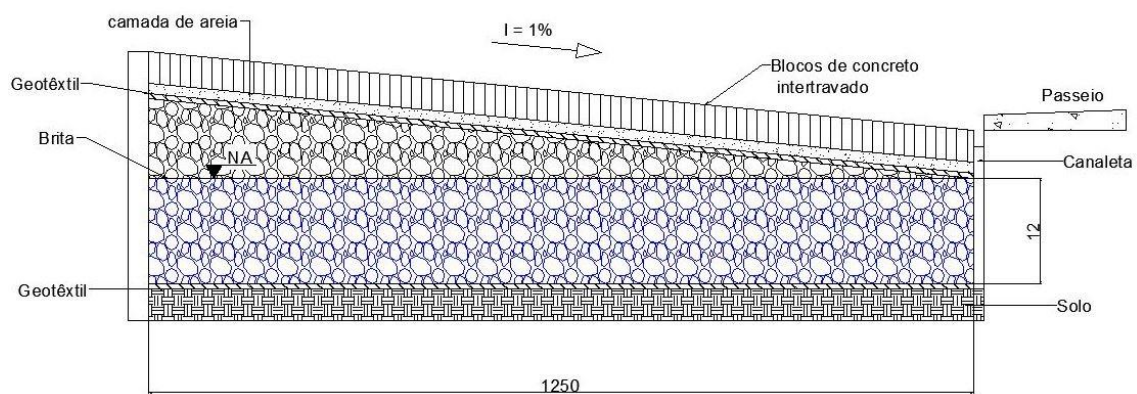


Figura 41 – Pavimento permeável corte (Fonte: Autoria própria 2015)

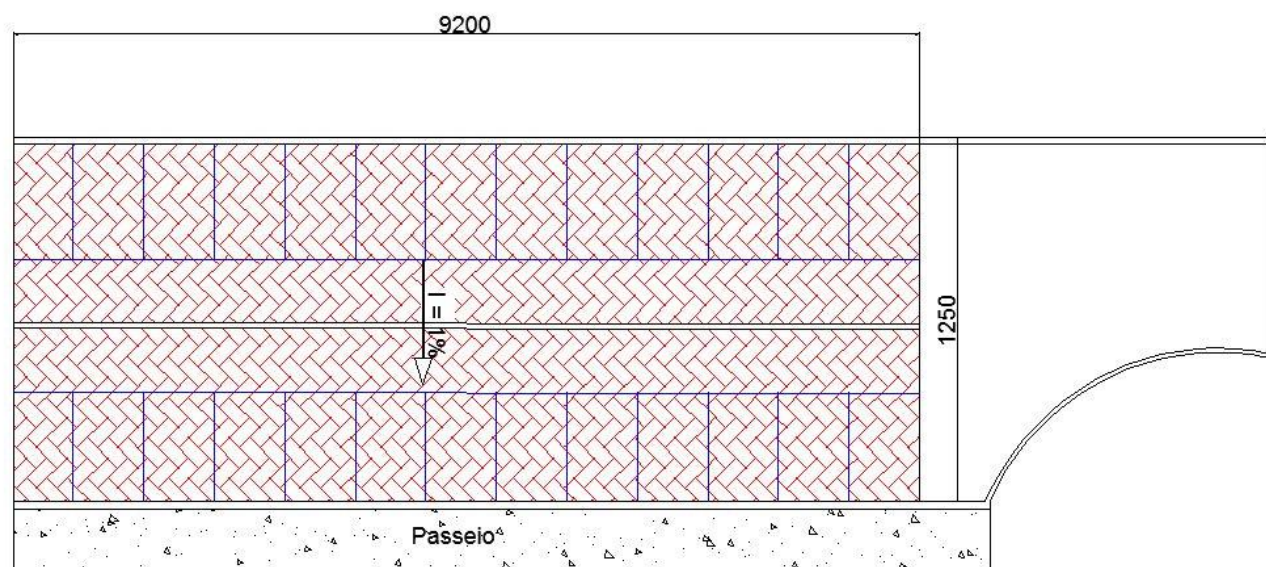


Figura 42 – Pavimento permeável vista superior (Fonte: Autoria própria 2015)

No caso foram projetados para serem implantados em cinco estacionamentos da superquadra em estudo.



Figura 43 – Estacionamentos da 411/12 Norte com indicação dos locais para construção dos pavimentos permeáveis vista de cima (Fonte: Google Earth)



Figura 44 – Estacionamentos da 411/12 Norte com indicação dos locais para construção dos pavimentos permeáveis vista na altura do terreno (Fonte: Google Earth)

6.4 DIMENSIONAMENTO DA CAIXA D'ÁGUA SUBTERRÂNEA

O ponto de partida para estabelecer suas dimensões se deu a partir dos dados de uma série histórica das médias máximas pluviométricas para Brasília (DF) dos últimos 30 anos, fornecida pelo INMET.

Tabela 11 – Série histórica Pluviométrica de 30 anos (Fonte: INMET)

Mês	P (mm)
Janeiro	247
Fevereiro	218
Março	181
Abril	124
Maiο	39
Junho	9
Julho	11
Agosto	14
Setembro	55
Outubro	167
Novembro	231
Dezembro	246

A área de captação da chuva é de 740 m², que corresponde à área do telhado dos blocos da superquadra estudada. O coeficiente de escoamento superficial admitido foi de 0,8 conforme sugerido por Tomaz (2003).

Com isso foi possível construir o gráfico com os volumes de chuva acumulados no período de um ano (nos meses de Janeiro a Dezembro), denominado Diagrama de Massas.

O volume de chuva é calculado da seguinte maneira:

$$V_{chuva} = C . A . P$$

Em que:

C = Coeficiente de escoamento superficial; P = Precipitação (mm);

A = área de captação da chuva (m²);

É importante notar, que como não se têm uma demanda fixa para os Blocos e áreas residenciais, se calculou um volume de água pluvial que use toda a capacidade da área captada e o período de chuva na região.

Tabela 12 – Volume de chuva acumulado em m³ (Fonte: Autoria do autor, 2015)

Mês	P (mm)	A (m ²)	Vol chuva (m ³)	Vol chuv acum (m ³)
Janeiro	247	740	146,224	146,224
Fevereiro	218	740	129,056	275,28
Março	181	740	107,152	382,432
Abril	124	740	73,408	455,84
Mai	39	740	23,088	478,928
Junho	9	740	5,328	484,256
Julho	11	740	6,512	490,768
Agosto	14	740	8,288	499,056
Setembro	55	740	32,56	531,616
Outubro	167	740	98,864	630,48
Novembro	231	740	136,752	767,232
Dezembro	246	740	145,632	912,864

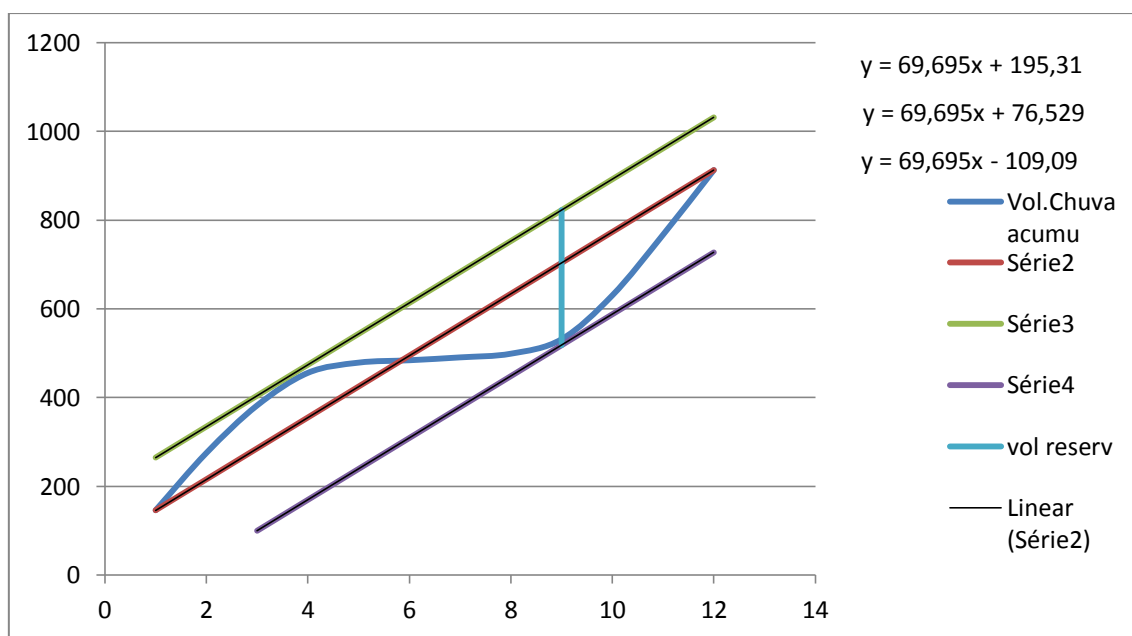


Figura 45 – Diagrama de Rippl , edifícios da superquadra (Fonte: Autoria própria 2015)

Portanto, a caixa d'água subterrânea terá um volume ou capacidade total de 304,04 m³ e as seguintes dimensões:

Tabela 13 – Dimensões caixa d'água em m³ (Fonte: Autoria do autor, 2015)

Dimensões caixa d'água (m)			
Retangular		Circular	
a (profundidade)	3	a (profundidade)	3
b (largura/compri)	10,07	d (diâmetro)	11,36
Área Total (m ³)	304,04	Área Total (m ³)	304,04

Importante notar, que nada impede de se construir duas caixas d'águas subterrâneas para cada bloco com a metade das dimensões a fim de se obter menor custo e consumo de área.

Esse volume é capaz de suprir mais de 5 meses a demanda de água para irrigar toda área verde que envolve um bloco, como pode-se observar na tabela abaixo:

Tabela 14 – Consumo para irrigar a área de influência de um bloco em m³ (Fonte: Autoria do autor, 2015)

Consumo Jardim (m ³ /m ² .mês)	Área gramado entre 3 blocos (m ²)	Área gramado corresponde a um Bloco (m ²)	Consumo para irrigar área de um bloco (m ³ /mês)
0,024	7000	2333,3	56

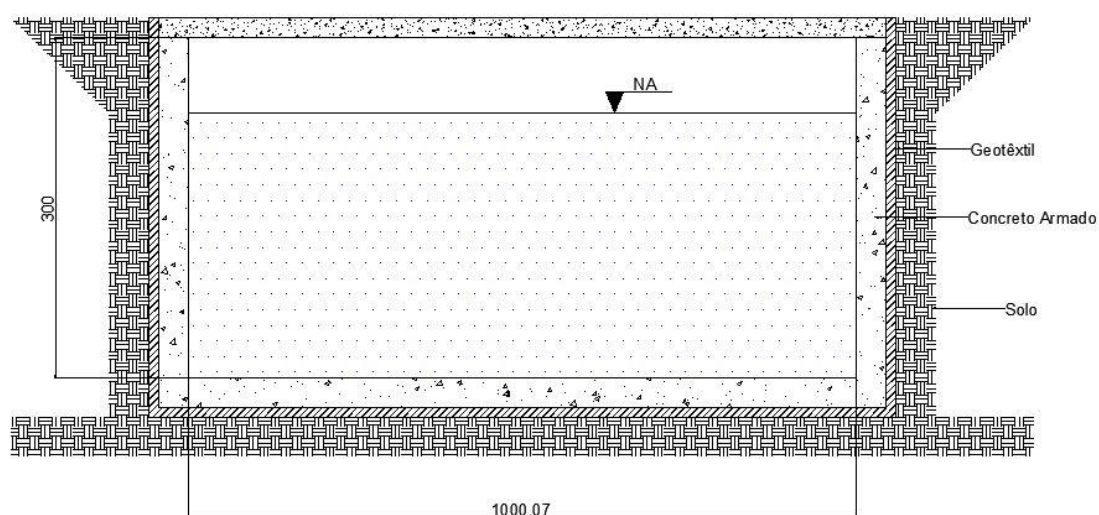


Figura 46 – Caixa d'água subterrânea (Fonte: Autoria própria 2015)

Para utilização dessa água, foi proposto uma bomba hidráulica alimentada por placa solar instalada no telhado dos edifícios residenciais. De forma que haja além de uma economia global do sistema, possibilite isenção de parte dos impostos de condomínio para esses edifícios, perante a prefeitura da superquadra. De acordo o a figura a seguir:

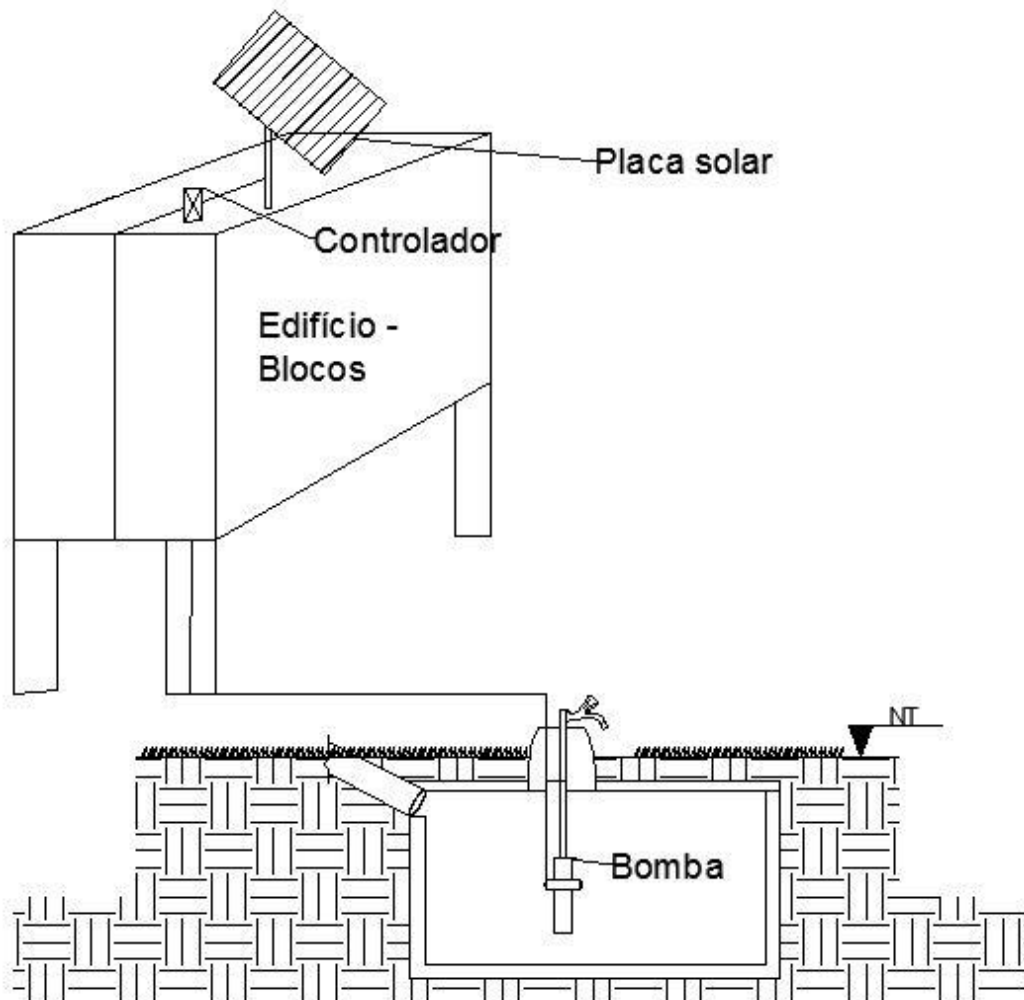


Figura 47 – Bomba e placa solar (Fonte: Autoria própria 2015)

Esse sistema de bomba atualmente é muito usado no país para captação de água de poços em locais de seca ou de difícil acesso. No mercado pode-se encontrar todo o mecanismo por 2 a 5 mil reais. Esse preço varia com a quantidade de placas fotovoltaicas e a potência da bomba. Nesse trabalho, não foi se dimensionou a bomba necessária para a captação do reservatório, nem mesmo o levantamento dos custos de implantação e manutenção do sistema. O principal objetivo nesse caso foi fornecer uma proposta alternativa e simples que complemente a decisão de construção da caixa d'água subterrânea. Novamente, observa-se a não intervenção o paisagismo do espaço urbano, e a possibilidade de uso público dessa água.

6.5 DIMENSIONAMENTO DAS WETLANDS

No dimensionamento das Wetlands, foram escolhidas duas plantas: Citronela - *Cymbopogon nardus* (L.) Rendle; Biri Amarelo - *Canna x generalis* L.H. Bailey; Citronela por ter grande potencial repelente, em função de suas propriedades que acabam por espantar vetores, evitando doenças como a dengue. Ela também possui um aroma agradável e característico. Há diversos cultivos dessa planta no Brasil que pode ser facilmente adquirida para esse projeto. E na sequência o Biri Amarelo, por ser uma planta com potencial ornamental.

Importante notar que quanto maior o volume de raízes, como espécies que possuem raízes fasciculadas ou em cabeleira, maior o número de colônias de bactérias com capacidade de degradação da matéria orgânica.



Figura 48 – Citronela



Figura 49 – Biri Amarelo

O sistema de wetlands proposto foi de fluxo sub superficial vertical. Ele será projetado para captar o escoamento das águas pluviais das ruas e devolvê-lo com uma qualidade melhor para o sistema coletor mais próximo.

Escava-se no solo uma área de 2x4m por 1m de profundidade, em que a área escavada é revestida por duas camadas de lonas plásticas de 200 micras de espessura para evitar qualquer tipo de contaminação e infiltrações. Para captação e distribuição da água pluvial escoada, utiliza-se um sistema de captação por tubos de Policloreto de Vinila – PVC de 100mm e furados na porção superior, e tubos de mesma dimensão na parte de baixo perfurado na faixa superior a fim de captar a água tratada e conduzir para fora do sistema. Também é instalado um Tubo de 50 mm para controle e manutenção do sistema.

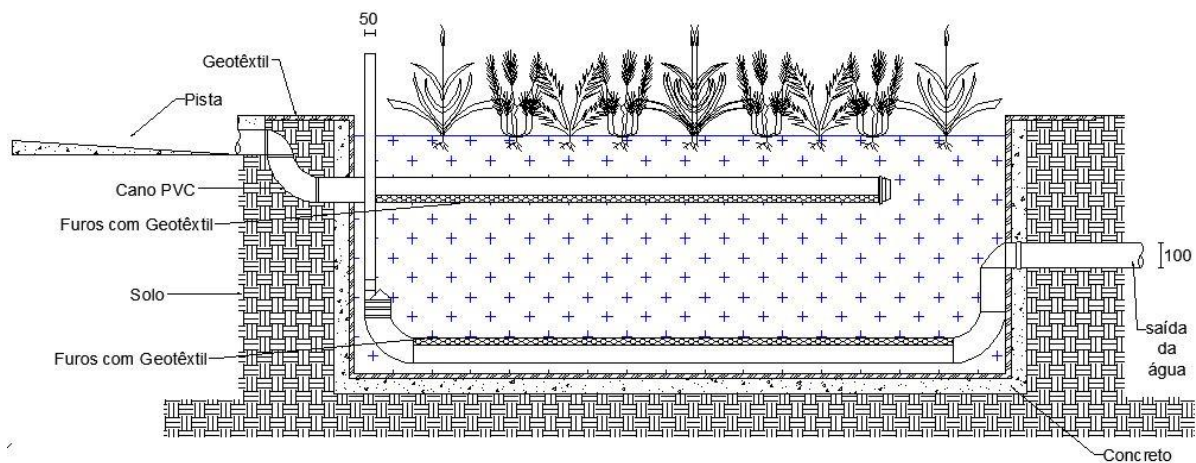


Figura 50 - Sistema de Wetland Fluxo vertical (Fonte: Autoria própria 2015)

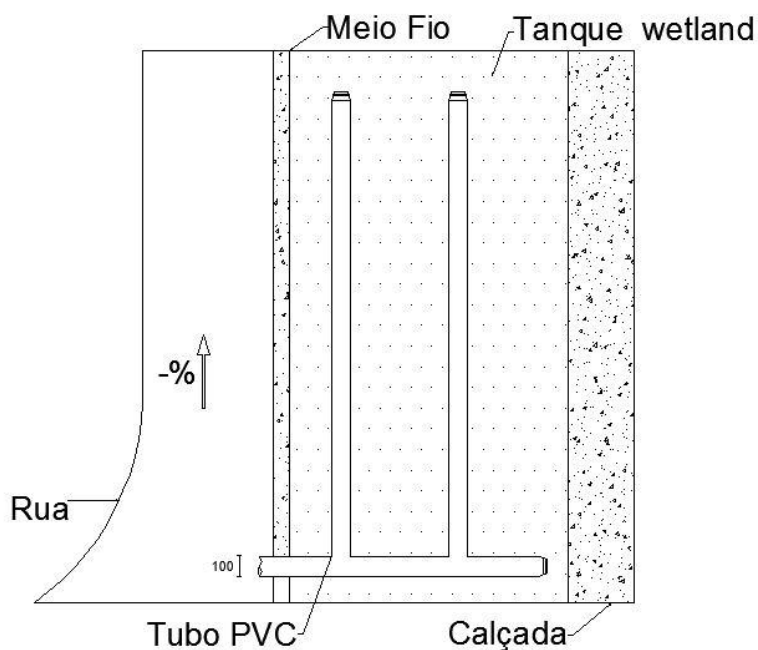


Figura 51 - Sistema de Wetland vista de cima (Fonte: Autoria própria 2015)

Basicamente o arranjo das plantas deverá seguir o seguinte esquema:

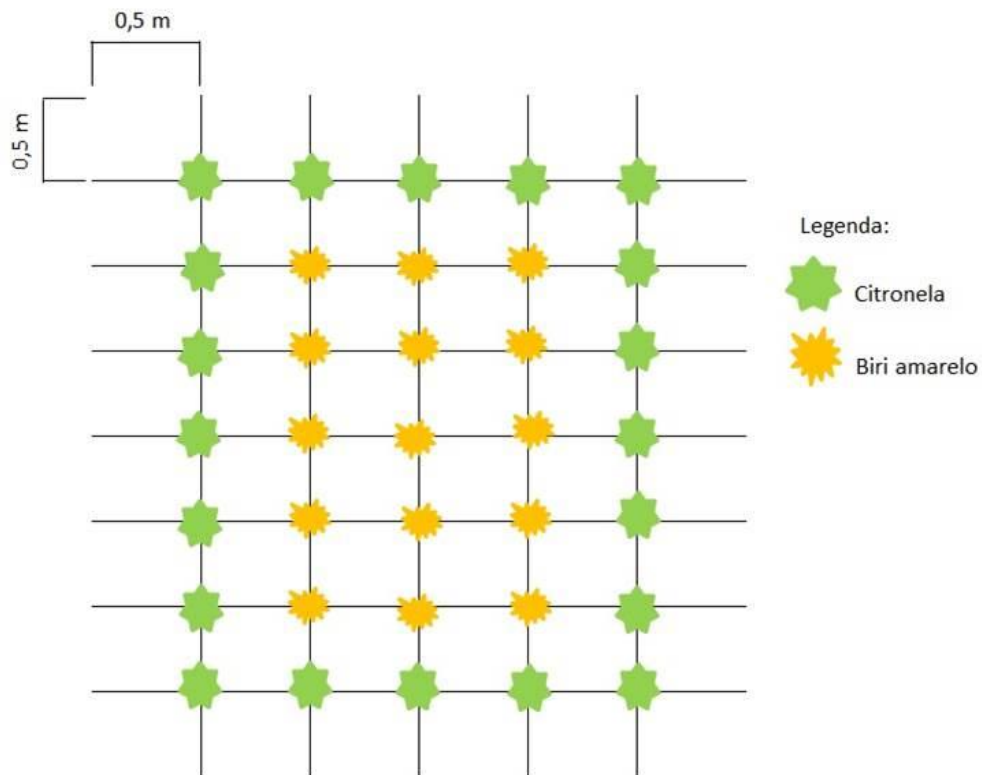


Figura 52- Arranjo das plantas (Fonte: IX Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental, 2014)



Figura 53: Exemplo da aplicação da wetland sobre a via. (Fonte: Portland's Bureau of Environmental Services)



Figura 54 – Entrada da 202/402 Norte com indicação dos possíveis locais para construção da wetland projetada (Fonte: Google Earth)

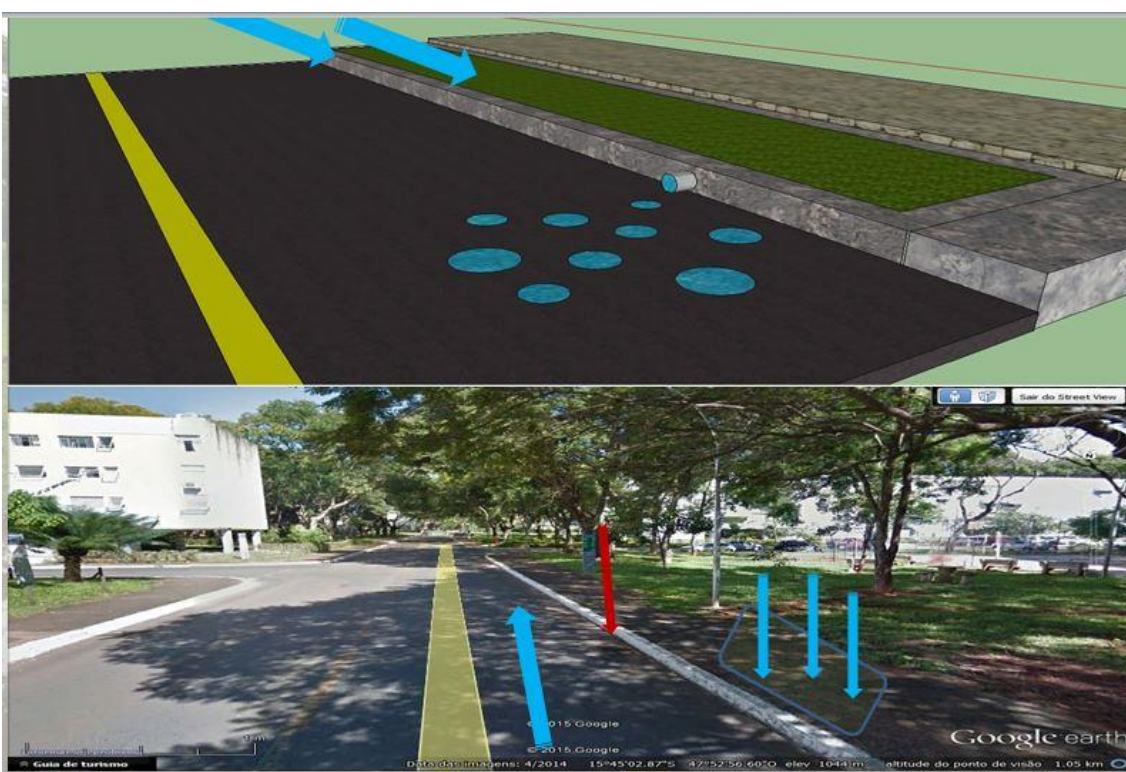


Figura 55 – acima: esquema da passagem da água da wetland para a via projetada (Fonte: Autoria própria); abaixo: via interna da 202/402 Norte com indicação do possível local para construção da wetland projetada (Fonte: Google Earth).

7 RESULTADOS

A implantação dos dispositivos aqui dimensionados, levaram aos seguintes resultados:

Tabela 15 –Capacidade de volumétricas de cada dimensionamento (Fonte: Autoria própria 2015)

MCs	Trincheira de Infiltração	Poço de Infiltração	Estacionamento permeável
Quantidade	1	8	5
Volume unitário (m³)	616,89	6,70	138
Volume total (m³)	616,89	53,59	690

Para a vazão de projeto de 3,5 m³/s num período de 10,6 min, após a instalação dos mecanismos de contenção dimensionados nesse projeto, chegou-se aos seguintes resultados para o volume escoado:

Tabela 16 – Comparativo do volume escoado (Fonte: Autoria própria 2015)

Volume escoado antes (m³)	2226
Volume escoado depois (m³)	865,52

Nota-se uma redução significativa de mais de 60% apenas aumentando a infiltração no solo da superquadra estudada. Isso gera uma redução no valor no Hidrograma Unitário da bacia, como mostra a figura a seguir:

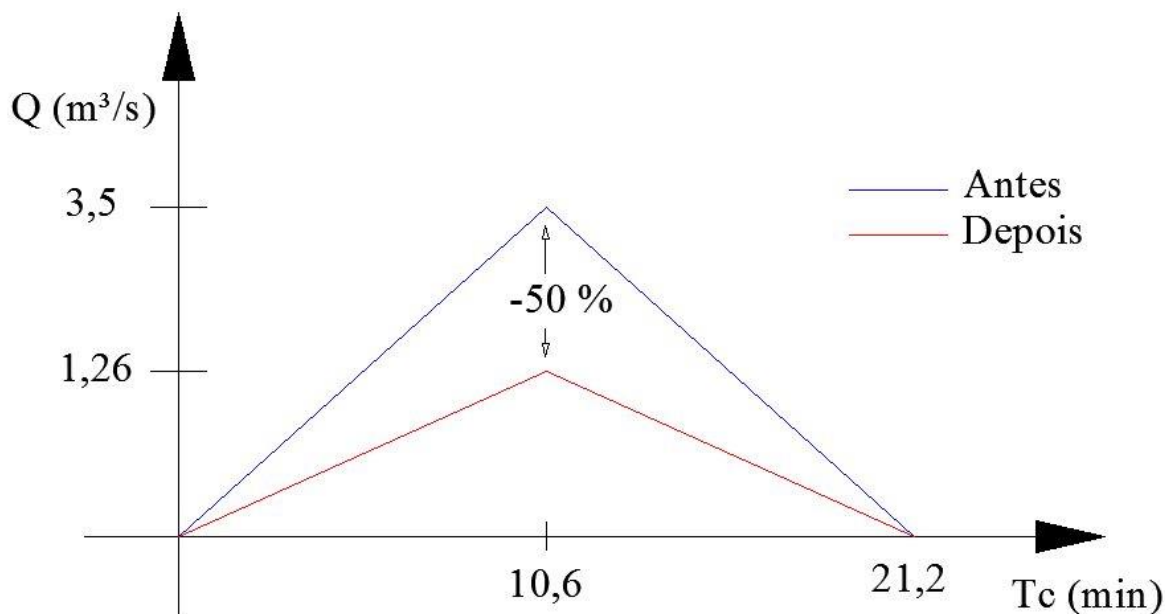


Figura 56 – Hidrograma resultante (Fonte: Autoria própria 2015)

No caso das wetlands construídas, não foi possível medir seus resultados sobre a qualidade da água, porque seria preciso que o sistema fosse avaliado por um período após sua instalação para se fazer o comparativo das amostras de água antes, durante e depois da instalação de todo o sistema.

As wetlands construídas também têm função de retenção das águas pluviais, por serem sistemas impermeáveis. O resultado em conjunto desse sistema aumentará o tempo de concentração da bacia da superquadra, ou seja, haverá amortização gradativa do escoamento pluvial gerando menos impacto à jusante. O Hidrograma será deslocado para a direita. Como pode ser observado a seguir:

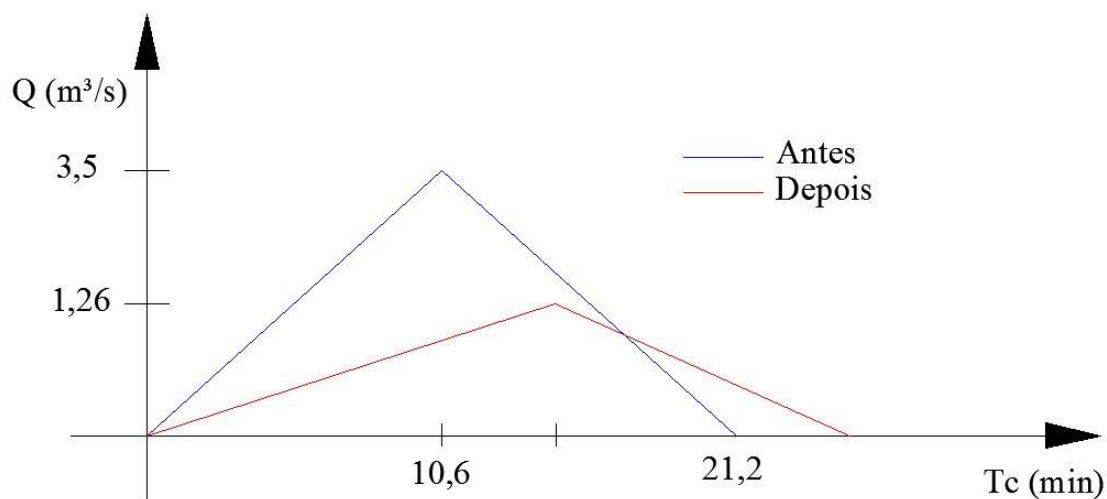


Figura 57 – Hidrograma deslocado (Fonte: Autoria própria 2015)

8 CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

O trabalho constitui numa alternativa consistente para equacionar o fenômeno de inundações recorrentes nas superquadras do Plano Piloto, nas estações chuvosas no Distrito Federal.

Foi possível quantificar uma redução do volume de escoamento da superquadra em mais de 60%, aliada a uma possibilidade de melhoramento na qualidade da água não infiltrada pelo uso das wetlands.

No dimensionamento dos dispositivos de contenção na fonte há uma grande variedade de métodos de cálculo, porém deve-se sempre padronizá-los a fim de se obter maior controle sobre os dados. Três fatores são determinantes para esse dimensionamento: a área de influência na qual o dispositivo irá receber a água escoada; permeabilidade do solo em que será construído o dispositivo; materiais utilizados.

A área de influência está diretamente relacionada com as dimensões do dispositivo de contenção. Pois ela deve ter uma dimensão tal que toda a água por ela escoada seja infiltrada ou contida no dispositivo adotado.

Portanto, quanto maior a área de influência maior serão as dimensões do dispositivo. O ideal é que haja um equilíbrio entre essa área e as dimensões do dispositivo, uma vez que superdimensionado, tornará a obra inviável.

Já a permeabilidade do solo na região irá determinar a eficácia da contenção, a viabilidade da obra e quais materiais serão usados no projeto. Nesse trabalho foi coletado dados de pesquisas de amostras de solos na região por meio de um mapeamento da permeabilidade do solo. Entretanto, recomenda-se que para a correta concepção do projeto, façam-se ensaios de permeabilidade do solo do local específico em que será construído o dispositivo. Solos com permeabilidade menor que 7 mm/h não são indicados para aplicação desses mecanismos de contenção.

Os materiais utilizados estão ligados ao período de manutenção e custo da obra. Bem como a porosidade dos mesmos. Pois são obras sujeitas a colmatção, intervenção humana e má execução por falta de mão de obra especializada.

Esses dispositivos de contenção na fonte são ferramentas que atendem à resolução da ADASA quanto ao uso de sistemas que contribuem para a redução do escoamento das águas pluviais por meio da infiltração das águas, o que possibilita a adequação à outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos superficial decorrente de impermeabilização do solo limitar-se à vazão específica de até 24,4 L/(s.ha) (vinte e quatro inteiros e quatro décimos de litro por segundo por hectare).

Todavia, a vazão de saída à jusante do lote foi de 70 l/s.ha, acima do valor estabelecido pela ADASA, entretanto deve-se levar em conta que a quantidade dos mecanismos aqui dimensionados podem ser aumentados e conseqüentemente isso levará a uma maior redução da vazão de saída. O importante é que com apenas esses dispositivos propostos

no trabalho, houve uma redução de 50% da vazão de pico na bacia da superquadra. Isso demonstra o potencial de contenção que esses mecanismos estruturais e não estruturais, dimensionados em conjuntos, são capazes de aumentar a redução de escoamento da água pluvial à jusante de um determinado lote, bairro ou superquadra diante de uma relativa impermeabilização.

Demonstra que as soluções são compensatórias, de grandes efeitos, acessíveis sem intervenção nos espaços urbanos da cidade.

No que tange a qualidade da água, recomenda-se o trabalho em equipe com profissionais das áreas de urbanismo e biólogos, uma vez que a correta intervenção no ambiente urbano pelos sistemas de wetlands construídos favorece o paisagismo urbano, a valorização do meio ambiente e a eficácia no tratamento da água que não infiltrou e escoou pelas vias públicas.

Além das espécies escolhidas para o projeto, fica evidente que nada impede a implantação de outras espécies como por exemplo a Taboa, muito utilizada no tratamento secundário de águas residuais. Mesmo espécies da região do cerrado em que o DF está contido. Outra observação pertinente decorre da função secundária de retenção das águas por esses sistemas de wetlands construídos, favorecendo o amortecimento da vazão de pico no período de maior intensidade da chuva.

A questão dos reservatórios de água enterrados com reaproveitamento da chuva para usos múltiplos impulsionada por um sistema de placas solares no telhado de cada prédio foi algo extremamente inovador e aplicável. Visto que atualmente, há diversos produtos no mercado, esse sistema além de fornecer o bombeamento da água do reservatório à superfície de maneira barata e eficaz, o excesso gerado de energia pelas placas pode ser utilizado pelos condomínios dos blocos residenciais, seja para vender à rede ou utilizar de outras formas. Isso se evidenciará nos períodos finais da seca, em que o reservatório estará vazio.

Ainda sobre os reservatório, foi possível estimar um suprimento de 5 meses de reuso da água para regar jardins nos períodos de seca, isso torna o projeto mais atrativo uma vez que estimula além da preservação da água o interesse do cultivo de hortas comunitárias entre as quadras.

As duas últimas recomendações são: o levantamento efetivo dos custos de implantação desses dispositivos aqui dimensionados, bem como os comparativos dos materiais disponíveis no mercado com mais de um fornecedor; o comparativo com outros métodos de cálculo para esse dimensionamento.

BIBLIOGRAFIA

- ADASA, 2014. Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal.
- BATISTA, Pedro Henrique Lopes. 2014. *Cartografia Geotécnica aplicada aos riscos de alagamento e inundação na Bacia do Rio São Bartolomeu*. Dissertação de Mestrado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília.
- EPA, 1985. *Methodology for analysis of detention basins for control of urban runoff quality*. Washington. (Environmental Protection Agency 440/5-87-001).
- NOVACAP, 2012. Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil. *Termo de Referência e Especificações para a Elaboração de Projetos de Sistemas de Drenagem Pluvial no Distrito Federal*.
- HOGLAND, W.; NIEMCZYNOWICZ, J., 1986. The unit Superstructure – A New Construction to prevent groundwater depletion. In: BUDAPES SYMPOSIUM, 1986. *Conjunctive Water Use: Proceedings*. Wallingford: IAHS. 547p. 512-522 (International Association of Hydrological Sciences. Publication n. 156).
- IDE, C., 1984. *Qualidade da drenagem pluvial urbana*. Porto Alegre: UFRGS – Curso de Pós-Graduação em recursos Hídricos e Saneamento 137f. Dissertação (mestrado).
- RAMOS, M.M.G. 1998 *Drenagem Urbana: Aspectos urbanísticos, legais e metodológicos em Belo Horizonte*. Dissertação de mestrado Escola de Engenharia Universidade Federal de Minas Gerais.
- RBRH, 2007, Volume 12, Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 157p.
- REZENDE, B. e TUCCI, C.E.M., 1979. *Análise hidráulica e hidrológica dos problemas de inundação urbana da cidade de Estrela, RS*. Relatório Técnico, p.29.
- SUDARSHA, 2002. Medidas não-estruturais. Plano Diretor de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba. CH2MHILL Engenharia do Brasil Lt.da
- TERRACAP, 2014. Companhia Imobiliária de Brasília.
- TUCCI, C.E.M., 1998. *Modelos Hidrológicos*. ABRH Editora da Universidade, 652p.
- TUCCI, C.E.M., GENZ, F., 1994. Medidas de controle de inundações. In: Estudos Hidrossedimentológicos do Alto Paraguai, IPH/MMA.
- TUCCI, C.E.M., 2000a. Plano diretor de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba Memorando n. 8. CHMHill/ SUDHERSA.
- TUCCI, Carlos E.M. 2009. Hidrologia: Ciência e Aplicação. Porto Alegre: Editora da UFRGS.

URBONAS, B.; STAHR, P., 1993. *Stormwater Best Management Practices and Detention*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 450p.